

82—88—227

港灣構造物設計基準研究 —防波堤設計基準及說明草案—



交通部運輸研究所

中華民國八十二年十二月

交通部運輸研究所 合作研究計畫出版品摘要

出版品名稱 中文：港灣構造物設計基準研究—防波堤設計基準及說明草案 外文：Research on Design Standards for Harbor Structures-- Breakwater(Draft)			
國際標準書號(或叢刊號) ISBN 957-00-3174-3(平裝)		政府出版品統一編號 009104820750	
		運輸研究所出版品編號 82-88-227	
本所主辦單位：運輸工程組 主管：侯和雄 計畫主持人：侯和雄 研究人員：歐陽餘慶 翁國和		合作研究單位： 台灣省政府交通處港灣技術研究所 計畫主持人：王慶福 研究人員：單誠基、曾哲茂、劉文雄、張富南、梁乃匡、郭金棟、林文崇、蔡瑤堂、許硯孫、陳吉紀、賴淵光、曾次弘、韓敏初、鄧陽。 地址：台中縣梧棲鎮臨海路83號 聯絡電話：(04)6564216	
		研究期間 自81年9月 至82年8月	
關鍵詞：直立堤、合成堤、斜坡堤、消波塊覆蓋堤、直立消波塊堤、消波沈箱堤、上部斜面沈箱堤、示性波、碎波、沈箱、底版反力、基礎承载力。			
摘要：『港灣構造物設計標準』自民國69年，由台灣省政府交通處廣蒐國內外已有之資料，並配合台灣之地理環境及港灣特性，加以整理修正發行以來，不僅使得國內之港灣構造物在規劃及設計上有所依循，同時對促進設計水準及技術能力提昇有很大幫助。但由於近幾年來，各項技術能力之發展以及新型結構物之開發，使得現有設計標準已無法滿足現時之需要，因此適時地加以修正補充即有其必要。本研究主要為針對防波堤擬定設計基準，全文分成二部分，一為基準，另一為基準說明。基準明定在設計防波堤時所應考慮之事項，以及為確保安全所應遵守之事項，以提供設計審核人員審核時之依據；基準說明則針對基準所規定之事項，進行更進一步之解說，以提供設計人員在設計時之依據。同時設計分為基本設計及細部設計二部分，而且以目前使用最多之沈箱為主，將其在各階段所應考量之事項及荷重決定法作詳細之說明，以使設計者能有一統一的荷重決定法，避免目前不統一之現象。			
出版日期	頁數	工本費	本出版品取得方式
82年12月	166	93	凡屬機密性或限閱性出版品均不對外公開。一般性出版品，公營、公益機關團體及學校可函洽本所免費贈閱，私人及私營機關團體可按工本費價購。
管制等級： <input type="checkbox"/> 機密 (<input type="checkbox"/> 解密日期為 年 月 日， <input type="checkbox"/> 承辦單位視情況辦理解密) <input type="checkbox"/> 限閱 (<input type="checkbox"/> 解限日期為 年 月 日， <input type="checkbox"/> 承辦單位視情況辦理解限) <input checked="" type="checkbox"/> 一般			
備註：本研究之結論與建議不代表交通部之意見。			

目 錄

防波堤設計基準草案

第 一 章	總 論	1
第 二 章	設 計 之 基 本 原 則	2
	2.1 設計條件	2
	2.2 斷面型式	3
	2.3 施工法	3
	2.4 工程費	3
第 三 章	基 本 設 計	4
	3.1 基本斷面之假定	4
	3.2 沉箱	6
	3.3 外力計算	7
	3.4 安定計算	7
第 四 章	細 部 設 計	9
	4.1 直立堤	9
	4.2 合成堤	9
	4.3 斜坡堤	10
	4.4 沉箱	10
第 五 章	防 波 堤 與 漂 砂 對 策 設 施	14
	5.1 防砂堤及防波堤之佈置	14
	5.2 防砂堤之構造	14
	5.3 導流堤之佈置	15
	5.4 導流堤堤頭水深	15
	5.5 導流堤之構造	15
第 六 章	防 波 堤 之 維 修	16

防波堤設計基準說明草案

第一章	總論	17
1.1	防波堤規劃之基本原則	17
1.2	防波堤之佈置	18
第二章	設計之基本原則	20
2.1	設計條件	21
2.1.1	潮位	21
2.1.2	風	21
2.1.3	波浪	21
2.1.4	水深及地盤條件	32
2.1.5	其他	32
2.2	斷面型式	36
2.3	施工法	44
2.4	工程費	44
第三章	基本設計	45
3.1	基本斷面之假定	45
3.1.1	直立堤	45
3.1.2	合成堤	46
3.1.3	斜坡堤	48
3.1.4	消波塊覆蓋堤	49
3.1.5	直立消波塊堤	50
3.1.6	消波沉箱堤	51
3.1.7	上部斜面沉箱堤	52
3.2	沉箱	53

3.2.1 構材尺寸決定之原則	53
3.2.2 漂浮穩定	55
3.3 外力計算	57
3.3.1 波力	57
3.3.2 靜水壓	77
3.3.3 浮力	77
3.3.4 自重	77
3.3.5 地震時之動水壓	78
3.4 安定計算	80
3.4.1 直立部之安定計算	80
3.4.2 堤基部之安定計算	92
3.4.3 堤體整體之安定計算	101
3.4.4 堤頭、轉角部之安定計算	102

第四章 細部設計	103
4.1 直立堤	103
4.1.1 沉箱式直立堤	103
4.1.2 方塊式直立堤	104
4.1.3 空心方塊式直立堤	105
4.1.4 單塊式混凝土直立堤	105
4.2 合成堤	105
4.3 斜坡堤	106
4.4 沉箱	107
4.4.1 設計外力	107
4.4.2 彎矩之計算	112
4.4.3 構材之設計	128

第五章	防波堤與漂砂對策設施	147
5.1	防砂堤及防波堤之佈置	151
5.1.1	上游側防波堤之堤線形狀	152
5.1.2	下游側防波堤之位置與施工時機	152
5.1.3	防波堤之長度與前端水深	153
5.2	防砂堤之構造	154
5.3	導流堤之佈置	155
5.4	導流堤堤頭水深	156
5.5	導流堤之構造	156
第六章	防波堤之維修	157
專有名詞	中英文對照	162
參考文獻		163

防波堤設計基準草案

防波堤設計基準草案

第一章 總論

規劃防波堤時，須充分考量其與水域設施、繫靠設施以及其他設施之間的關係，同時防波堤構築後對附近水域、設施、地形、流況、其他環境之影響以及該港之未來發展方向等均應加以充分考量。

防波堤規劃之基本原則，應檢討防波堤之佈置、對週圍地形之影響、對水域環境之影響。

為決定防波堤之佈置，依需要應檢討自然條件、港內靜穩度、操船之容易度、港內水質、建設費以及維修費、港灣之將來發展計畫。

本設計基準草案為對已定案之重力式防波堤佈置，將其在設計上所應有之考量及設計方法作一整理，以作為港灣界設計之參考。

第二章 設計之基本原則

防波堤設計應考慮下列各項：

- 1.設計條件
- 2.斷面型式
- 3.施工法
- 4.工程費

2.1 設計條件

防波堤之設計條件應考慮下列各項：

1.潮位

波力之計算所採用之潮位，為對結構物最危險時之潮位。

2.風

風之資料主要為進行波浪推算所需，另外亦為設置燈塔時計算風壓所必需。

3.波浪

防波堤之設計時所採用之波浪，應依實測亦或推算所得之波浪資料加以適當的統計處理，並考慮波浪的變形而加以設定。

4.水深及地層條件

水深為決定防波堤之設置深度，因此最好能有不同時期之水深圖，以便掌握該地區之水深變化；地層條件影響基礎之安定，應作充分之地質調查。

5.其他

防波堤構築後若有可能產生侵蝕、沖刷、淤積時，應考慮其可能產生的影響。此外，在水深較深時應考慮地震之影響。

2.2 斷面型式

選擇防波堤之斷面型式時，應考慮各種斷面型式之特性，且必須就下列各項做比較研究後決定之。

- 1.佈置條件
- 2.自然條件
- 3.利用條件
- 4.施工條件
- 5.工程費
- 6.工 期
- 7.重要性
- 8.材料供應條件
- 9.維修之難易

2.3 施工法

防波堤依構造型式之不同而有各種不同的施工法，在設計時應考量其在施工上之難易，所需機具設備及施工場地。

2.4 工程費

工程費是影響防波堤建造之一重要因素，特別是合成堤堤基高程之決定時，堤基拋石所需之工程費及對堤體寬度之影響，對整體工程費有很大之影響，應詳加檢討。

第三章 基本設計

3-1 基本斷面之假定

1. 直立堤

- (1) 直立堤之堤頂高應在朔望平均高潮位上，設計示性波高之0.6倍以上。
- (2) 波高2公尺以上時，堤面厚度至少應有1公尺以上，波高小於2公尺時，堤面厚度最少須在50公分以上。
- (3) 堤體所需寬度依據作用波壓力而決定。
- (4) 方塊型直立堤最上層之方塊、空心方塊以及沉箱頂部之高度為便於堤面施工，至少須在平均水面以上，可能的話最好在朔望平均高潮位以上。

2. 合成堤

- (1) 直立堤部份之堤頂高依照直立堤之方法決定，但對堤基可能產生沉陷之情況，應加上餘裕提高頂高，或採用容易加高之結構為宜。
- (2) 堤基之頂高，應檢討施工條件及經濟性後選擇一最適宜之深度。
- (3) 堤基厚度最少須在1.5公尺以上，以避免沖刷之影響。
- (4) 堤基之堤肩寬度，在港外側依波高之情況採用足夠之寬度，波浪較大之處最少應在5公尺以上。港內側堤肩寬度採用港外側寬度之 $\frac{2}{3}$ 即可。
- (5) 除水深極深之堤基部份，或波浪小且有充分之堆石重量處之外，在直立堤海側應至少安放兩個以上之護基方塊，陸側應至少放置一個以防止沖刷，護基方塊應緊靠直立堤。
- (6) 堤面混凝土厚度或沉箱安放高程以及堤體高程依直立堤為準。
- (7) 堤體所需寬度依據作用波壓力而決定。

3. 斜坡堤

- (1) 堤高依照直立堤。
- (2) 堤寬在採用消波塊時，以三個以上並排為準。
- (3) 斜坡堤之基礎依需要應設置防止沖刷及吸出設施。

4. 消波塊覆蓋堤

- (1) 直立壁之頂高，參照直立堤。
- (2) 消波塊之頂高，最好能與直立堤之頂高相同。
- (3) 堤面厚度以及沉箱等之安放高度依直立堤。堤基之厚度依合成堤之方法決定。
- (4) 消波塊覆蓋部之堤寬，以消波塊二個以上並排為準。
- (5) 在消波塊之基部附近，依情況應設置防止沖刷及吸出設施。

5. 直立消波塊堤

- (1) 直立消波塊堤，須充分調查其消波性能，選定適當的消波塊，依需要最好進行水工模型試驗而設計。
- (2) 直立消波塊堤的堤頂高，除參考直立堤外，並應考慮為滿足其功能所需之高度以及消波設施之高度後決定。消波設施之頂高，應考慮消波效果而決定。

6. 消波沉箱堤

- (1) 消波沉箱堤，須充分調查消波功能後選定合適之構造，依需要最好進行水工模型試驗而設計。
- (2) 消波沉箱設計之時，應依消波目的及波浪條件，將消波對象波浪之條件，依安定性檢討或構材設計分別決定設計波。
- (3) 由透水牆與消波室所形成消波部份之構造及尺寸，須考慮該結構物之消波特性，潮位變化等，使消波對象波之反射率在目標反射率以下。

7.上部斜面沉箱堤

上部斜面沉箱堤，須對波浪的傳遞特性等加以充分調查，選定適當的形狀，依須要最好進行水工模型試驗等而設計。

3.2 沉箱

1.構材尺寸決定之原則

在設計沉箱各構材形狀及尺寸時，應考慮下列各項因素：

(1)沉箱製作設備之能力

(a)沉箱製作臺之寬度及強度

(b)起重機之能量

(c)混凝土澆置能量

(d)下水能力：諸如吃水深度、塢門寬度、水深、浮沉箱塢能量、下水臺車強度。

(e)製作時千斤頂位置

(2)沉箱製作時作業上所需要之構材最小尺寸

(3)沉箱吃水與安放位置水深及堤基高度之關係

(4)沉箱在漂浮中之穩定

(5)拖航及安放作業條件，如潮流、波浪、風等

(6)沉箱安放後之作業條件，如填充及上部結構施工之關係

(7)不等沉陷問題

2.漂浮穩定

為使沉箱自力漂浮時不致有傾覆或傾斜，應做穩定計算。

3.3 外力計算

防波堤之安定計算時，須考慮波力、靜水壓、浮力、自重等的外力，必要時亦應檢討地震力。

1. 波力

作用於防波堤之波力，應考慮防波堤之型式、海底地形、水深以及波浪之各因素，而以水工模型試驗或以計算公式加以計算，此時須充分考量波浪的不規則性。

2. 靜水壓

堤內外之靜水面有高差時，應考慮相當於水位差之靜水壓。

3. 浮力

靜水面以下之堤體應考慮浮力，另外，堤內外之靜水面有高差時，將兩側之水位相連，浮力為作用於該連線水面以下之堤體。

4. 自重

堤體之自重，以假設斷面各材料之單位體積重量加以計算。

5. 地震時之動水壓

地震時之動水壓，以考慮堤體之傾覆以及基礎承载力之安定計算時為標準。

3.4 安定計算

1. 直立部之安定計算

直立堤之堤體、合成堤之直立部、斜坡堤之上部結構、消波塊覆蓋堤之直立部等之滑動、傾覆及底面承载力之檢討應以滑動之安全率，在波壓作用時為1.2以上，地震時為1.0以上為標準，另外，傾覆之安全率在波壓作用時為1.2以上，地震時為1.1以上為標準。

2. 堤基部之安定計算

(1) 合成堤以及斜坡堤，須檢討堤基部之整體滑動、部份滑動以及材料重量。

(2) 覆蓋消波塊所需重量以及層厚

覆蓋消波塊除應對波力有充分安全之重量外，並應有使內部材料不被吸出之厚度。

(3) 內部材料所需重量

合成堤覆蓋材下之拋石及型塊所需重量，以覆蓋材重量之 $1/20$ 以上為原則，其下之石塊重量，再為其 $1/20$ 以上為原則。但斜坡堤最好能在 $1/10 \sim 1/15$ 以上。

3. 堤體整體之安定計算

在軟弱地層上構築防波堤時，須對堤體進行圓弧滑動以及沉陷之檢討，若不安定時，則進行地層改良等對策。

4. 堤頭、轉角處之安定計算

(1) 堤頭之消波塊以及覆蓋方塊，應較堤幹部之覆蓋材料重量為大。

(2) 在軟弱地層時，亦應檢討防波堤法線方向之滑動。此時，可考慮側向摩擦抵抗，但安全率以 1.3 以上為標準。

(3) 堤頭設置燈塔時，須就作用之地震力、波力以及風壓力進行安定計算。

(4) 轉角處之設計時，須考慮波高之增大。

第四章 細部設計

4.1 直立堤

通常直立堤在細部設計時應考慮以下事項：

1. 沉箱及空心方塊之封頂混凝土厚度通常應有30cm以上，波浪較大之處有50cm以上。
2. 應考慮堤面混凝土與堤身之一體性，法線方向每隔10m至20m間隔應設伸縮縫、若為沉箱型式時，應在每座沉箱間設一伸縮縫。
3. 方塊式直立堤使用之方塊應盡量製作大型，尤其最下層之方塊，應以一個方塊為單位，不宜設置伸縮縫。
4. 就安定而言，空心方塊最下段加設基腳較為有利。
5. 單塊式混凝土堤應以每5~10m間隔為一區段，以防止因收縮及不均勻沉陷而發生之龜裂。

4.2 合成堤

1. 直立堤部份參照直立堤。
2. 為使拋石堆放緊實，因此最好先行拋放後使其經歷一大浪惡劣季節為宜，如此，將減少安放直立堤後之下陷。
3. 防波堤因沖刷作用而受災之例甚多，故波浪較大處計算結果認為必要時，或有沖刷可能之處，應作防止沖刷之對策或護面保護。防止沖刷之方法有下列各種：堆石、堆方塊、鋪瀝青襯墊、鋪(不)織布、沉床、鋪柏油砂坡面等保護坡面。
4. 為使直立堤能直立安放，堆石縫內應填入小石子以求基礎之平整。如基礎凹凸情形嚴重時，對沉箱底版將有不良影響，所以基礎整平寬度在直立堤兩側需適當加寬。如有護基方塊及覆蓋石時，該部份亦需整平。

4.3 斜坡堤

1. 斜坡堤之基礎依需要應設置防止沖刷及吸出設施。斜坡基礎有沖刷危險時，應在該處作保護設施。諸如：堆塊石、堆方塊或鋪設瀝青襯墊、鋪(不)織布、沉床等。
2. 通常拋方塊或拋石斜坡堤上設置結構物時，結構物之基礎應以小石子或小型混凝土塊填充。
3. 斜坡堤表面施工時應留意使表層覆蓋材料互相楔合，尤其堤頂工作應特別細心施工。
4. 斜坡堤甚易被波浪衝擊以致塊石散落，故維護補修工作應特別細心施工。
5. 為防止砂之滲透可在斜坡堤內部設置版樁、方塊等方式，亦或採用粒徑分佈較大範圍之石料作為堤心料或拋於港內側之坡面。
6. 用柏油砂覆蓋時，其配合比應考慮施工場所、自然條件，依所須之流動性及強度進行配合試驗而決定。
7. 地盤軟弱之處，堆石或方塊數量因下陷或楔入地層，因此所須數量將較原斷面增多。惟地盤良好之處，由於波浪衝擊使堆石散落或壓實，故通常仍需考慮拋石量之增加。

4.4 沉箱

1. 設計外力

(1) 短期荷重

下列條件時之設計外力，得視為短期荷重，其容許應力應依規定加成。

(a) 安放時

(b) 地震時

(c) 填充物為混凝土，拖航時間短不作暫時漂浮儲泊時

(2)製作時之外力

在乾塢或浮塢製作沉箱時，由於各構材均未承受任何外力，因此不需檢討其外力。在滑道或製作臺上製作沉箱時，須以千斤頂移動沉箱，或將沉箱移置在下水臺車上時，受其自重之作用，為一集中荷重。視沉箱全體為一承受集中載重之樑檢討。

(3)下水及漂浮時之外力

在乾塢、浮塢或一般滑道製作沉箱時，底版及側牆其所受外力為將其靜水壓依吃水深度加約1.0m超高計算，但在下水時，如有短暫超過此靜水壓作用之可能時，應另行檢討。

(4)拖航時之外力

(a)沉箱在拖航中，所受靜水壓、動水壓及波壓之影響，可省略不檢討。

(b)拖航時之拉力應以適當之計算式加以計算。

(5)安放時之外力

(a)不須檢討側牆及底版。

(b)隔牆須考慮施工條件，隔牆所受外力為隔牆間水位差。

(6)完成後之外力

(a)側牆

作用於沉箱側牆之外力應考慮內部土壓及內部水壓，此外，防波堤之沉箱，其海側側牆應考慮波力之作用。

(b)底版

由側牆、隔牆所固定之底版部在設計時，須考慮底面反力、靜水壓力、揚壓力、填充料重量、封頂混凝土重量、底版重量以

及載荷重。此外，由於這些合成荷重，通常都呈現不規則之形狀，因此設計時，可將此分佈換算成適當的均佈荷重與三角形荷重來計算。

(c) 基腳

作用於基腳之荷重應考慮底面反力、基腳重量(須考慮浮力)以及基腳上之載荷重。

(d) 隔牆

(i) 為防止側牆與隔牆之脫離，應考慮作用於側牆之內部土壓與內部水壓作用於隔牆與側牆之接合部。

(ii) 為防止底版與隔牆之脫離，所應考慮之荷重為作用於底版之填充料重量、載荷重、底版重量、封頂混凝土重量、底面反力、靜水壓力、揚壓力作用於隔牆與底版之接合部。

2. 彎矩之計算

(1) 底版

- (a) 底版以四邊固定平版計算。
- (b) 基腳以懸臂版計算。
- (c) 四邊固定平版計算所採用跨度為中心間距。
- (d) 基腳之計算斷面取支承前端之全斷面。
- (e) 主鋼筋保護層厚度，以外側7cm 以上，內側5cm 以上為原則。

(2) 側牆

- (a) 原則上，側牆以三邊固定一邊自由之平版設計。
- (b) 邊長比1:5 以上之側牆，可依1:5 版來設計。
- (c) 側牆固定邊如有不平衡彎矩時，可依側牆之剛度比例分配。
- (d) 側牆與底版間之不平衡彎矩，可不加以分配，仍按原值計算。
- (e) 計算所採用之跨度為中心間距。
- (f) 主鋼筋保護層厚度，以外側大於7cm，內側大於5cm 為原則。

(3) 隔牆

- (a) 安放時，依三邊固定一邊自由之平版計算。
- (b) 安放後，應檢討隔牆與側牆及底版之脫離現象。
- (c) 計算所採用跨度為中心間矩。
- (d) 主鋼筋保護層厚度，以5cm 以上為原則。

(4) 其他

為考慮沉箱移動時以千斤頂等抬起，亦或安放後之不均勻沉陷等引起之不均勻支承狀態現象，可視沉箱整體為樑，以下列任一方法檢討之：

- (a) 根據考慮鋼筋後之有效換算斷面，核算鋼筋及混凝土之應力。
- (b) 以拉力荷重亦由混凝土抵抗，依據混凝土拉應力強度，不得超過 $0.06f_c'$

另外，對底版應檢討貫穿剪應力。

3. 構材之設計

- (1) 底版之設計
- (2) 側牆之設計
- (3) 隔牆之設計
- (4) 基腳之設計

第五章 防波堤與漂砂對策設施

當港灣及航道有淤積之可能時，須充分調查引起淤積之各種可能原因，了解淤積之型態，並依淤積對策所可能引起的各種影響及其經濟可行性加以考慮後，才決定適當對策。

5.1 防砂堤以及防波堤之佈置

1. 沿岸漂砂之影響有發生可能時，應考慮漂砂之特性以及防波堤所應有之遮蔽功能，加以適當地佈置。
2. 除了河口港，在不須考慮浚深維護之砂灘港，沿岸漂砂之上游側防波堤通常應考慮以下事項而決定：
 - (1) 防砂堤由海岸伸出時應儘可能與海岸線垂直並延伸到碎波帶外。
 - (2) 越過碎波帶水深後堤身轉折，使其作為防波堤以遮蔽波浪，同時利用反射波、沿堤波之作用等，使漂砂往港口相反方向擴散。
3. 為防止土砂由沿岸漂砂之下游海岸被帶入港內，在沿岸漂砂之下游側設置防砂堤時，其佈置應考慮以下之事項：
 - (1) 防砂堤應設置於主波浪對上游防波堤繞射係數為1.0之等值線附近。
 - (2) 防砂堤應與海岸線成直角佈置並有充分之長度阻止漂砂入侵，另外，防砂堤兼具防波堤之功能時，更應考慮波浪之遮蔽效果。
4. 除以上之外，港內之航道附近等，依狀況須在適當的位置設置防砂堤。

5.2 防砂堤之構造

1. 防砂堤之型式

防砂堤之型式及斷面，原則上依防波堤斷面型式之選擇為準。

2. 防砂堤之堤頂高程

防砂堤之堤頂高程如下：

(1) 防砂堤之堤根及其延伸段

以溯上波浪不超越之高度為準。

(2) 碎波線內之部份

以朔望平均高潮位上 $0.6H_{1/3}$ 為標準，但 $H_{1/3}$ 為防砂堤前端附近之波高。

(3) 碎波線外之部份

以朔望平均高潮位，加上某種程度之餘裕高為標準。

5.3 導流堤之佈置

導流堤之佈置以及長度，須調查檢討沿岸漂砂之特性，洪水時之洩水能力以及枯水時之拖曳力等，再充分考慮其構造對週邊環境之影響後決定之。

5.4 導流堤堤頭水深

河口港之導流堤堤頭水深，須大於所需航道水深，另外導流堤之前端，原則上須延長至較惡劣天候時碎波水深為深之處。

5.5 導流堤之構造

導流堤之構造型式，原則上應為不透水性構造，但是由於導流堤之長度與突堤相比通常較長，受波浪之作用亦大，須考慮堤頭及側面之沖刷。另外，導流堤之內側亦應考慮河川流之沖刷作用。

第六章 防波堤之維修管理

防波堤會因波浪等短期或長期之作用，導致受損以及材料之劣化而使安定性及功能降低，因此必須適時地進行維修管理。

目前防波堤之維修管理，除了災害復舊外，並不經常加以注意。如果能對防波堤之受損型態進行調查，即能了解受損之發生。如果將其放置不管，可能導致防波堤災害之發生，因此定期檢查其是否有受損，以期早日尋求對策至為重要。

本基準係以沉箱式防波堤為對象予以敘述，至於本型式以外之堤，可依此方法考量。

防波堤設計基準說明草案

防波堤設計基準說明草案

第一章 總論

規劃防波堤時，須充分考量其與水域設施、繫靠設施以及其他設施之間的關係，同時防波堤構築後對附近水域、設施、地形、流況、其他環境之影響以及該港之未來發展方向等均應加以充分考量。

防波堤規劃之基本原則，應檢討防波堤之佈置、對週圍地形之影響、對水域環境之影響。

為決定防波堤之佈置，依需要應檢討自然條件、港內靜穩度、操船之容易度、港內水質、建設費以及維修費、港灣之將來發展計畫。

1.1 防波堤規劃之基本原則

1. 防波堤之功能為確保港內之靜穩、維持水深、防止海岸之破壞及保護港灣設施以及背後土地免受波浪、暴潮、海嘯等之影響。所以防波堤係具多功能的，因此，在規劃時須考慮其功能能否充分發揮。
2. 規劃防波堤時，須充分考慮其對附近水域、設施、地形、流況等之影響而決定其配置及斷面，通常防波堤所引起之影響如下：
 - (1) 在砂質海岸設置外廓設施時，由於周圍會產生淤積或侵蝕，因而引起地形變化。
 - (2) 隨防波堤之構築，在港外側，由於反射波將使波浪增大。
 - (3) 在港內側，由於新設防波堤所致之多重反射，或隨港內水域形狀之改變所致副振動之發生等亦有可能擾亂港內靜穩度。
 - (4) 隨防波堤之構築，而使周邊潮流或河川之流入狀況改變，而致局部水質惡化。
3. 由於防波堤若破壞，將對港內船舶、繫泊設施以及背後設施等之安全有重大影響，因此，防波堤之設計以及施工時，除須充分檢討其安全

性外，亦須充分考慮將來之維修。

1.2 防波堤之佈置

爲決定防波堤之佈置，依需要應檢討自然條件、港內靜穩度、操船之容易度、港內水質、建設費以及維修費、港灣之將來發展計劃。防波堤之主要目的爲維持港內之靜穩，使船舶能安全航行、繫泊、順利裝卸，以及保護港內設施，因此佈置應考慮以下事項：

1. 防波堤之法線應能對最多最強之波浪，產生有效遮蔽。

- (1) 港口應儘量減少波浪之入侵，且應避開波浪最多最強之方向。
- (2) 港口應具不妨礙航行之有效寬度及容易航行之方向，使船舶得以安全進出。港口有效寬度，並非單指港口間之直線距離，乃指具有一定水深之航道寬度而言。
- (3) 港口附近之潮流流速應儘量小，橫過港口潮流之速度，一般應爲2～3節以下。
- (4) 航道及泊地應能減少防波堤產生之反射波及集中波之影響。
- (5) 確保充分之水域面積，使船舶得以安全停泊與裝卸。但是這些功能亦有彼此矛盾的，例如，爲使港內之靜穩港口寬愈狹窄愈好，但將使航行不便，另外，最多方向之波浪與最強波浪之方向不一定一致等。像這種情形須綜合檢討船舶之利用條件、工程費、施工維修之難易等而決定。
- (6) 有關港內所需靜穩度可以下表爲參考：

船 型	裝 卸 臨 界 波 高
小 型 船	0.3 m
中 大 型 船	0.5 m
超 大 型 船	0.7～1.5 m

小型船：未滿500總噸

超大型船：
大於50000總噸

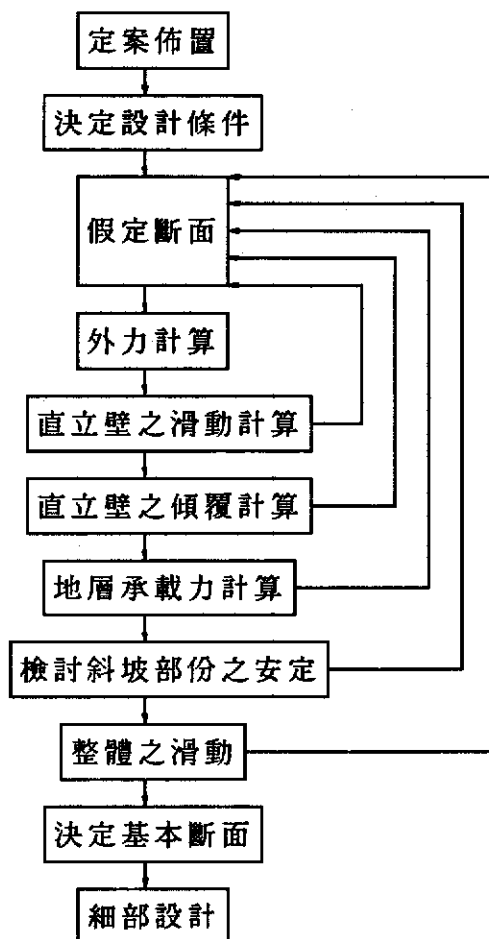
2. 須留意港內海水之交換。
3. 防波堤建設時，須考慮自然條件、施工條件，並應檢討其經濟性，特別要考慮以下之事項：
 - (1) 避免使波浪集中之佈置。
 - (2) 避開地質不良之地區，並儘量選擇容易施工之位置。
 - (3) 儘量利用半島或島之有利地形。
 - (4) 在砂質海岸應採用漂沙不易進港之佈置。
 - (5) 應考慮防波堤完成後對附近地區之影響。
4. 防波堤之配置應不妨害港灣之將來發展。
5. 在暗礁之週圍除受折射之影響波高增大外，在陡坡上之防波堤亦有可能受衝擊波力作用，因此，防波堤設置在淺灘上或其後時，反而需要更大的結構物，應予注意。
6. 孤立於外海之島式防波堤，其長度若為侵襲波波長之數倍以下時，因受兩端繞射波之影響，防波堤背後之波高分佈會有相當的變動而影響水域穩定性。

第二章 設計之基本原則

防波堤設計時應考慮下列各項因素：

1. 設計條件
2. 斷面型式
3. 施工法
4. 工程費

防波堤之設計，一般依以下順序進行。



2.1 設計條件

2.1.1 潮位

波力之計算所採用之潮位，為對構造物最危險時之潮位。

防波堤斷面與基本水準位、朔望平均高低潮位、平均水位、以往最高(低)潮位、大潮高潮位、各地中等潮位等關係，必須確實明瞭，基本水準位與施工用基準位之關係亦需瞭解。另外如有暴潮持續時間及發生或然率等資料則更佳。計算波力時之設計潮位，在不受暴潮影響之港灣用朔望平均高低潮位，受暴潮影響之港灣，將上述資料加上適當之偏差即可，且以對結構物最不安定之狀況檢討。對於圓弧滑動之計算，多採用朔望平均高低潮位，對沉陷計算時，一般多採用平均水位。

2.1.2 風

風之資料主要用於推算波浪，另外亦為設置燈塔時計算風壓所必需。

- 1.推算暴潮及波浪所使用的海面風場(不同地點之風速、風向)，須由氣象單位推算，最好有海上實測資料作參考。
- 2.作用於結構物的風，須以過去30年以上期間之岸邊實測統計資料作為決定設計風速之標準。

2.1.3 波浪

防波堤之設計時所採用之波浪，應依實測亦或推算所得之波浪資料加以適當的統計處理，並考慮波浪的變形而加以設定。

設計時所需考慮波浪之各種因素為波高、波向、波長、週期等，波浪之持續時間雖亦為影響防波堤穩定之因素，惟目前仍未充分明瞭。因此，對於面對外海防波堤的損害，特別是堤基部之損害，

係受長時間波浪往復作用之影響，應予注意。又施工中結構物可能受損，故必需決定施工時波浪之各種因素。

1. 設計時波浪之決定法

(1) 設計時波浪之決定程序，可以圖 2-1-1 表示。

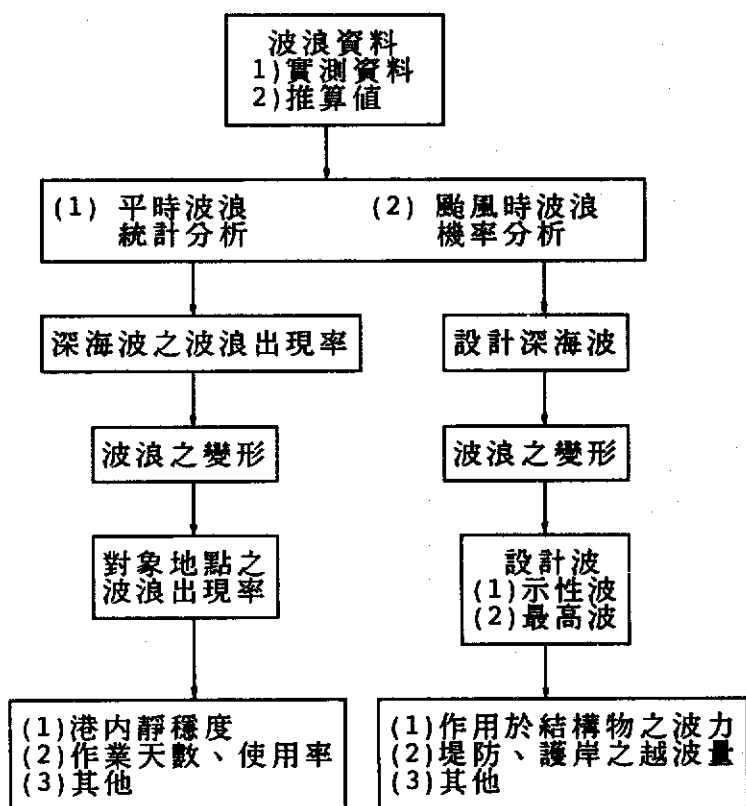


圖 2-1-1 設計波之決定程序

(2) 以推算所得之波浪資料，須以過去長期間(原則上30年以上)之颱風或假想颱風等之波浪推算值為準，亦或以平時波浪為對象，採用5年以上連續之氣象資料所進行之推算值為準。

(3) 波浪之統計處理分為以颱風時之波浪及平常時波浪為對象，並且應採各別適當的方法，前者主要為選定結構物之設計深海波，後者主要為計算靜穩日數，使用率時所需要。

(4)所謂波浪之變形，係指深海波進行到結構物設置地點亦或須要波浪資料之地點時所受之各種變形，如折射、繞射、反射、淺化、碎波等。

(5)以上設計時所採用波浪之決定程序，須充分考量波浪之不規則性，同時應儘可能以不規則波來處理。

2.決定設計深海波之基本原則

(1)防波堤設計時所考慮之深海波，係依相當長期間之波浪實測值亦或依30年以上之氣象資料所得之推算值，並以實測資料加以修正再經由適當之統計處理，並檢討發生概率之結果，亦或根據假設之颱風所計算得之波浪推算值而決定。

(a)實測資料最好是有相當長時間(10年以上)之資料，但如資料不足時，亦可利用大約30年以上之氣象資料所得推算值，並以實測資料修正後使用。

(b)由氣象資料所求得之推算值以實測資料修正時，實測資料最少應有3年以上，同時必須包含颱風時之波浪資料。但是若觀測資料中有數十年才會發生之異常氣象，其值又大於推算值，亦或係屬非常特殊之時候，可以參考自然條件相近之鄰近地區實測資料加以取捨。

(c)若該地區全無實測資料，亦或係屬非常特殊之情況，可參考自然條件相似之附近地區實測資料。

(d)若在氣象資料推算期間以外之時期，有特別異常紀錄之時，須對此加以考慮。

(e)以假設颱風進行推算時，須充分檢討颱風過去之規模、颱風路徑等，並對此種颱風之發生概率加以檢討。

(f)以實測資料推算深水波時，由於實測波高受折射或淺化之影響，因此須除以折射係數或淺化係數，換算成深海波高，此時亦

須考慮波向之變化。

- (g)由實測資料所得示性波高在實測地點水深之0.5 倍以上時，由於受碎波之影響，因此應先進行深海波之推算，由推算所得之深海波，考慮波浪之變形，計算實測地點之示性波再與實測值相比以確定推算值之準確性。
 - (h)設計深海波，應根據再現期與結構物之使用年數加以求取，但發生概率應如何取，受結構物之功能、重要性、投資效果所影響，通常很難決定，須依各個場合，由主管工程人員依實際狀況而決定，在此，所謂發生概率為在使用期間內，發生波浪較大於某個假設再現期波高，至少出現一次之概率。
 - (i)決定設計深海波時應參考設計對象結構物相鄰之現有結構物之外力及以往相關災害紀錄。
- (2)如港址颱風侵襲機會甚低，季風設計波浪可能大於颱風設計波浪，由於兩種波浪極端值出現機率截然不同，宜分別估計颱風與季風時設計波浪後，取其大者。
 - (3)深海波之各種因素，須以帶給結構物影響之16方位之各方向分別加以檢討後再決定。但若很明顯的波高很小，對結構物之影響很小之方位可以除外，此時波向以不規則之成分波內具最大能量之波浪方向為主方向。

3.求設計波浪各要素之程序

- (1)依設計深海波之決定方針決定深海波，同時考慮波浪之折射、繞射、淺化以及碎波等變形，而採用對結構物亦或其背後設施最不利作用之波浪。
- (a)若無合適之推算法可同時考慮波浪之折射、繞射、淺化、碎波變形等，則以下法決定設計波。首先，考慮波浪之折射、繞射等平面地形之影響求取相當深水波，再對此相當深水波考慮淺

化及碎波之波高減衰效果，而決定設計目標地點之設計波各要素。

- (b) 隨設計對象結構物、波向及週期亦有可能成為重要因素，應對此詳細檢討。
- (c) 以各來襲方向深海波所求得目標地點之波高，須將其波向在士 15° 範圍內加以修正，而以其中最不利條件之波向作為設計目標地點之波向。
- (2) 目標地點之特殊條件，例如若有由外部產生之反射波亦或轉角部所致波高增加之影響時亦應考慮。
- (3) 對於以上所求之波浪，求取波力、越波以及其他對結構物之波浪作用。
- (4) 依波浪作用之各條件進行檢討，由於潮位低時，亦有可能波力為最大，因此須對假想之各種潮位加以檢討。
- (5) 以上之計算應對深海波之各個來襲方向進行，而以波浪作用為最大或帶給結構物或其背後設施最不利之作用者為設計波。

4. 碎波

- (1) 當水深為相當深水波高之大約 3 倍以下之地點，應考慮碎波所致波高之變化。
- (2) 碎波所致波高之變化，應考慮波浪之不規則性，並可依圖 2-1-2(a)～(e) 或圖 2-1-3(a)～(e) 求取，這些圖為合田依碎波之理論模式，計算得到之不規則波波高變化。
- (3) 圖中點線右側區域之波高變化，可依圖 2-1-4 淺化係數加以計算，點線左側區域，由於因碎波所致波高之變化顯著，因此須以此圖決定波高。
- (4) 海底坡度取水深與相當深水波高之比 h/H_0 在 $1.5 \sim 2.5$ 之範圍內之平均坡度為準。

- (5) 圖中波高比之值雖分得很細，但實際之波浪其 $H_{1/3}/H_o'$ 之比的絕對值因讀數時可能有 ± 0.1 之出入，故須充分加以考慮。
- (6) 水深在相當深水波高之 0.5 倍程度以下之地點，海流之能量遠較波浪產生之水位變化影響為大，因此在計算此地點作用於結構物之波力時，希望能採用水深為相當深海波高 0.5 倍地點之波高。
- (7) 通常以碎波理論模式計算波高變化時，須以電腦進行計算，但是考慮現象之變動性及綜合之精確度，可以採用以下之簡便公式計算波高變化。

$$H_{1/3} = \begin{cases} K_s H_o' & (h/L_o \geq 0.2) \\ \min\{(\beta_o H_o' + \beta_1 h), \beta_{\max} H_o', K_s H_o'\} & (h/L_o < 0.2) \end{cases} \quad (2-1-1)$$

式中

$$\beta_o = 0.028 (H_o'/L_o)^{-0.39} \exp[20(\tan \theta)^{1.5}]$$

$$\beta_1 = 0.52 \exp[4.2 \tan \theta] \quad (2-1-2)$$

$$\beta_{\max} = \max\{0.92, 0.32 (H_o'/L_o)^{-0.29} \exp[2.4 \tan \theta]\}$$

淺化係數 K_s 可以圖 2-1-4 求取， $\tan \theta$ 為海底坡度

同樣的，最高波 H_{\max} 之概略式如下：

$$H_{\max} = \begin{cases} 1.8 K_s H_o' & (h/L_o \geq 0.2) \\ \min\{(\beta_o^* H_o' + \beta_1^* h), \beta_{\max}^* H_o', 1.8 K_s H_o'\} & (h/L_o < 0.2) \end{cases} \quad (2-1-3)$$

式中 $\beta_o^* = 0.052 (H_o'/L_o)^{-0.39} \exp[20(\tan \theta)^{1.5}]$

$$\beta_1^* = 0.63 \exp[3.8 \tan \theta] \quad (2-1-4)$$

$$\beta_{\max}^* = \max\{1.65, 0.53 (H_o'/L_o)^{-0.29} \exp[2.4 \tan \theta]\}$$

- (8) 如果碎波帶內示性波高之最大值 $(H_{1/3})_{\text{peak}}$ 為碎波波高的話，碎波指標曲線可以用圖 2-1-5 表示，另外如果示性波高為最大時之水深 $(h_{1/3})_{\text{peak}}$ 為碎波水深的話，碎波水深可用圖 2-1-6 表示。

(9) 圖 2-1-7 為規則波之碎波臨界波高，根據此圖可計算採用規則波之水工模型試驗等之碎波界限波高，圖中之曲線為式 2-1-5 之近似值。

$$\frac{H_b}{L_0} = 0.17 \left\{ 1 - \exp \left[-1.5 \frac{\pi h}{L_0} (1 + 15 \tan^{4/3} \theta) \right] \right\} \dots\dots (2-1-5)$$

式中 $\tan \theta$ 為海底坡度

另外圖 2-1-6 為第 1 次碎波點之臨界波高，在水深較淺處，由於碎波使水位上昇水深增加，因此碎波帶內臨界波高推定時，須考慮水位上昇之影響。

5. 設計波高及波長

設計計算所採用之波高 H_d 及波長 L 為最大波之波高及波長。最大波之波長為與示性波週期相對應之波長，波高應採用以下之最大波高。

(1) 最大波高不受碎波之影響時

$$H_d = H_{max} = 1.8 H_{1/3}$$

式中

$H_{1/3}$: 堤前水深之示性波高 (m)

(2) 最大波高受碎波之影響時

$$H_d = (\text{考慮不規則之碎波變形的 } H_{max})$$

但是此時之最大波為堤前方海側 5 倍 $H_{1/3}$ 距離處之水深 h_b 處之值。

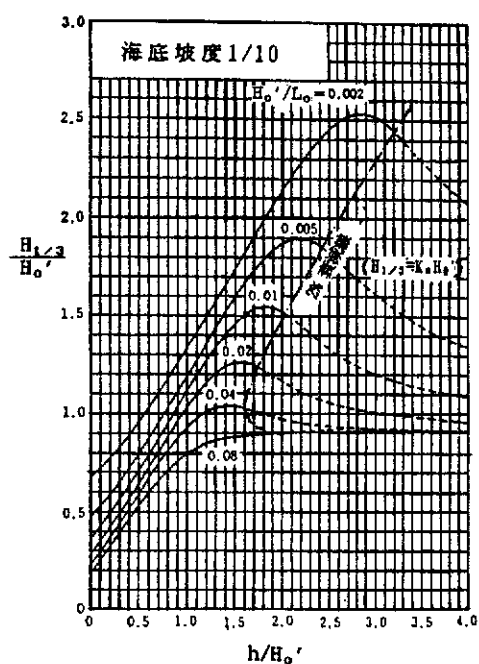


圖 2-1-2(a) 碎波帶內示性波高計算圖

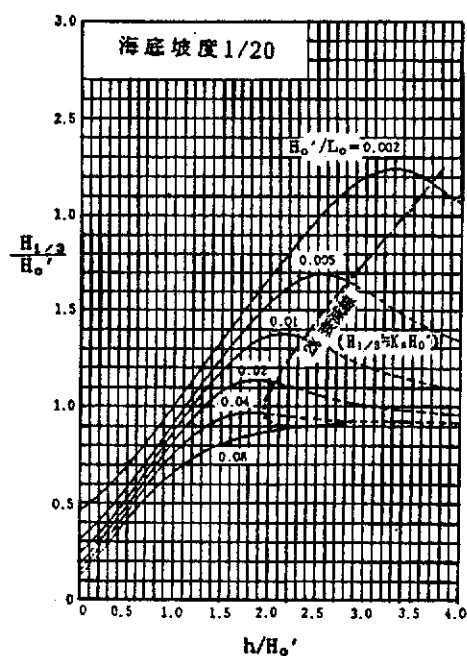


圖 2-1-2(b) 碎波帶內示性波高計算圖

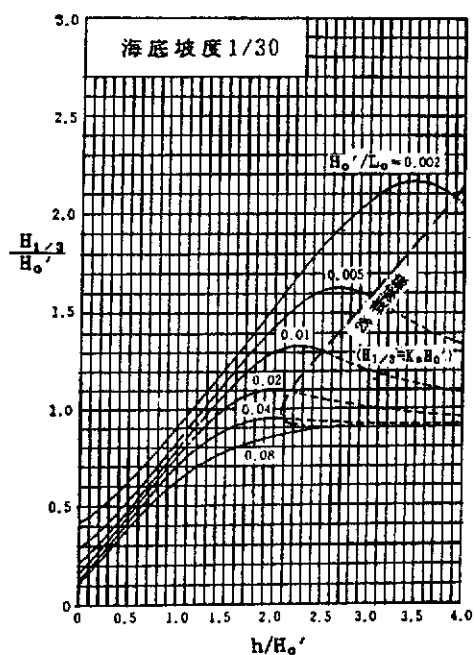


圖 2-1-2(c) 碎波帶內示性波高計算圖

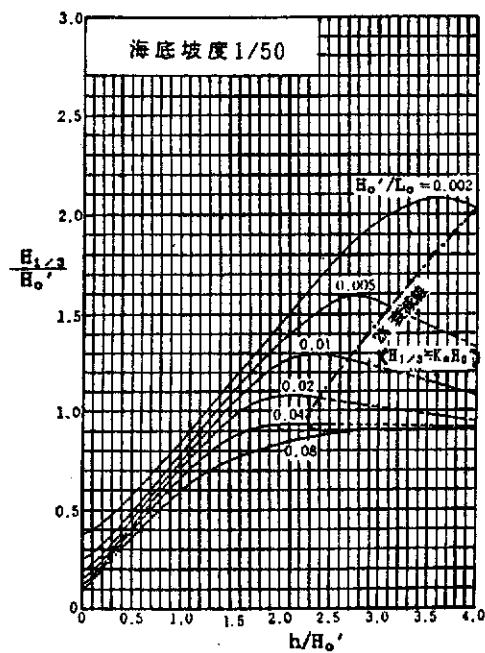


圖 2-1-2(d) 碎波帶內示性波高計算圖

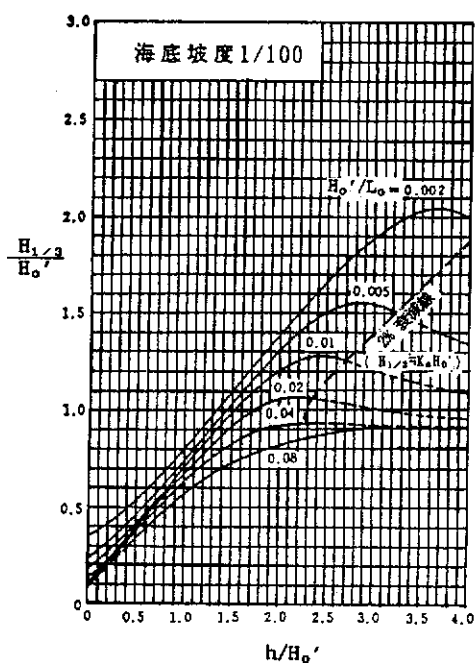


圖 2-1-2(e) 碎波帶內示性波高計算圖

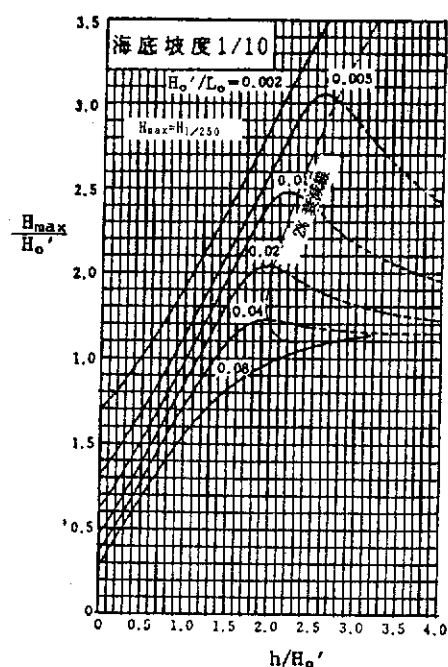


圖 2-1-3(a) 碎波帶內示性波高計算圖

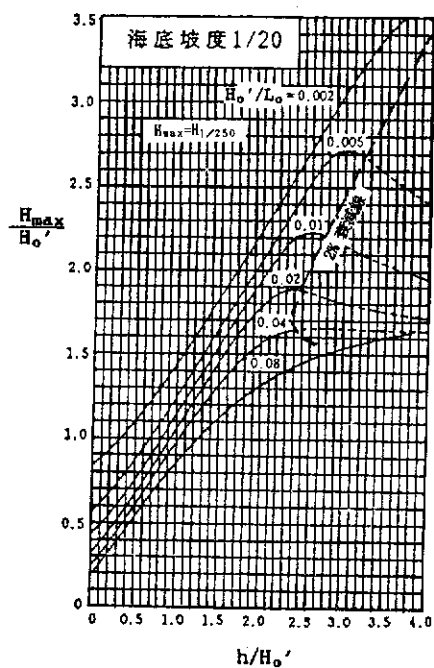


圖 2-1-3(b) 碎波帶內示性波高計算圖

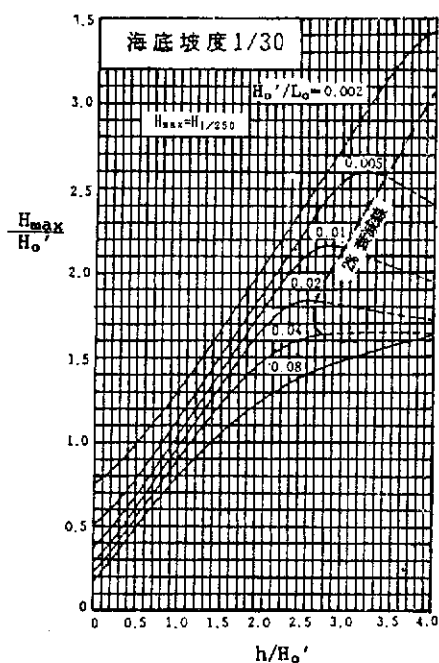


圖 2-1-3(c) 碎波帶內示性波高計算圖

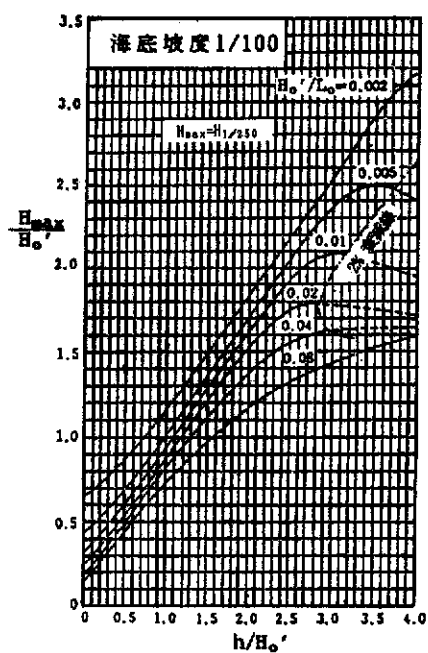
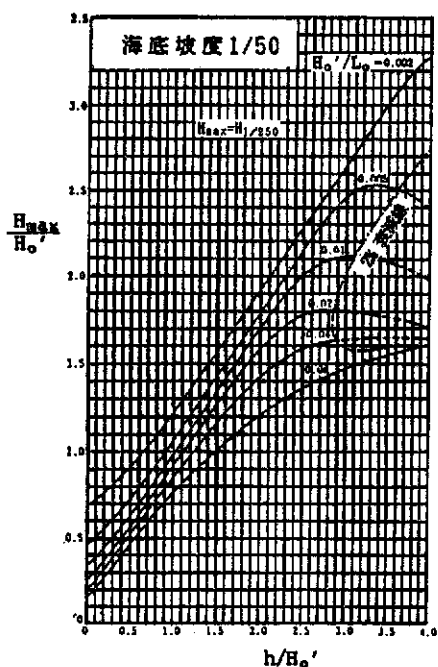


圖 2-1-3(d) 碎波帶內示性波高計算圖

圖 2-1-3(e) 碎波帶內示性波高計算圖

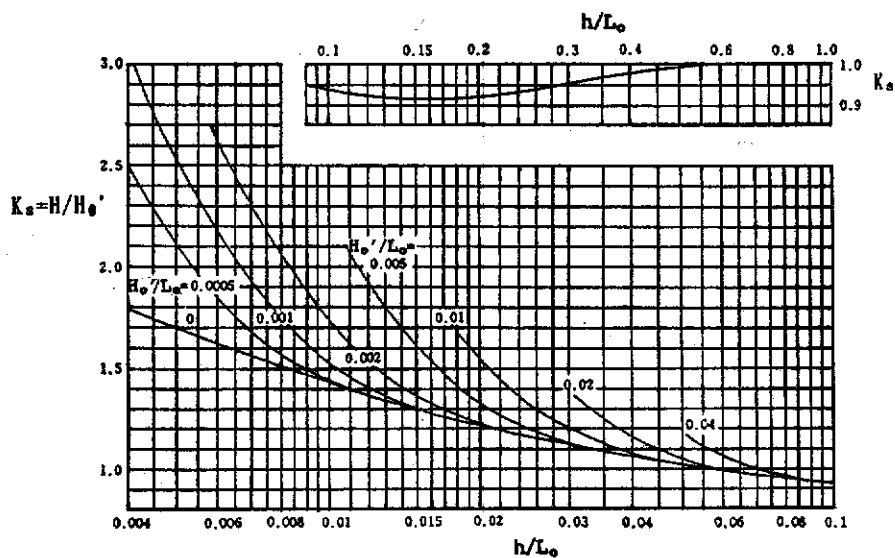


圖 2-1-4 淺化係數計算圖

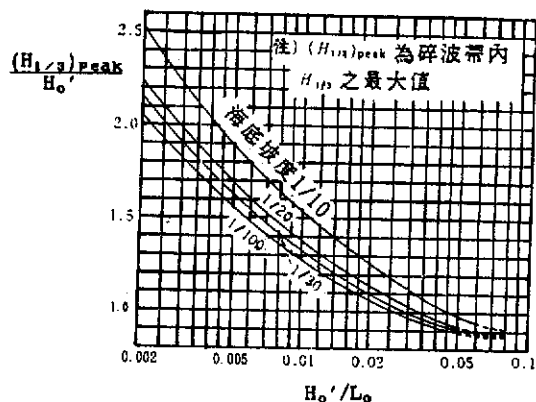


圖 2-1-5 碎波帶內示性波高
最大值計算圖

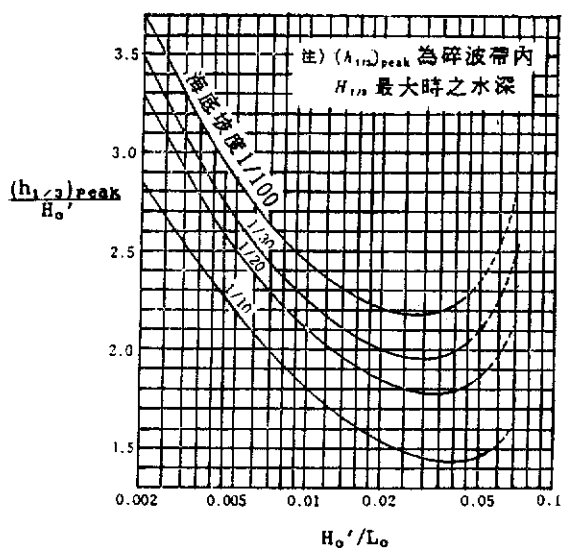


圖 2-1-6 示性波高最大值
出現水深計算圖

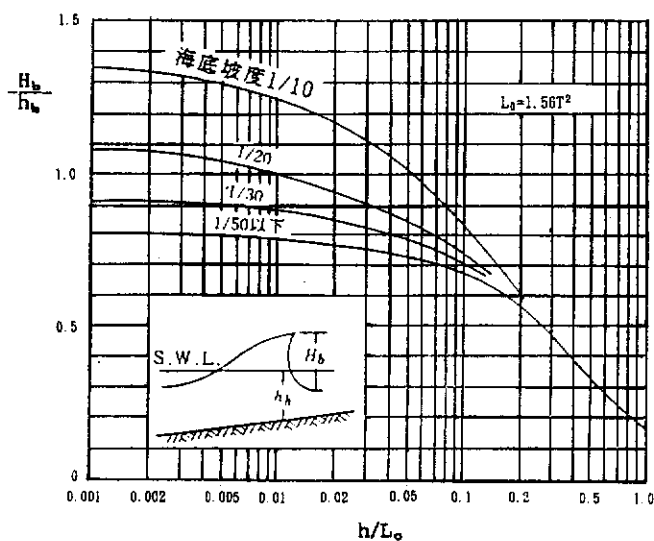


圖 2-1-7 規則波之碎波臨界波高計算圖

2.1.4 水深及地層條件

水深為決定防波堤之設置深度，因此最好能有不同時期之水深圖，以便掌握該地區之水深變化；地層條件影響基礎之安定，應作充分之地質調查。

防波堤之設置水深，對結構物之型式、施工性及經濟性有很大的影響，因此在設計時應有充分的水深測量資料。地盤則以堤身安定所須之地層強度與計算堤體下陷之壓密特性較為重要，在設計時海底深度、地層斷面、各層單位體積重量、內摩擦角、粘着力、預壓荷重、體積壓縮係數、壓密係數等應由土壤試驗決定。若缺乏鑽探資料甚易造成設計條件之錯誤判斷，因此在進行土質調查時，所需之鑽孔數及鑽孔深度必需注意。

2.1.5 其他

防波堤構築後若有可能產生侵蝕、沖刷、淤積時，應考慮其可能產生的影響。此外，在水深較深時應考慮地震之影響。

必要時應考慮風壓、土壓、地震力、船隻之牽引力、撞擊力、漂流物之撞擊力、水流等之影響。另外計算時所採用之摩擦係數、單位體積重量、容許應力等如下：

靜止摩擦係數

1. 混凝土與混凝土	0.5
2. 混凝土與岩層	0.5
3. 水中混凝土與岩層	0.7~0.8
4. 混凝土與拋石	0.6
5. 拋石與拋石	0.8
6. 木材與木材	0.5(乾)~0.2(濕)

材料之單位體積重量 (單位:t/m³)

材 料	單 位 體 積 重 量
鋼	7.85
無筋混凝土	2.3
鋼筋混凝土	2.45
瀝青混凝土	2.3
石 材	2.6
砂、小石子、塊石(乾)	1.6
砂、小石子、塊石(濕)	1.8
" (飽和狀態)	2.0
" (水 中)	1.0

容許應力之提高係數

種 類	荷重及外力之組合	提高係數
無筋混凝土 及 鋼筋混凝土	考慮地震之影響時	1.33
	考慮風力之影響時	1.25

混凝土容許應力

		容許應力 (kg/cm ²)				
		公 式	混凝土設計強度 (kg/cm ²)			
			f _c '=140	f _c '=175	f _c '=210	f _c '=280
彈性模數比	n	$\frac{2.04 \times 10^6}{14900 \sqrt{f_c'}}$	12	10	9	8
撓曲應力：f _c						
最外纖維壓應力	f _c	0.45f _c '	63.0	78.8	94.5	126.0
最外纖維拉應力 (用於純混凝土基腳與牆)	f _c	0.42 $\sqrt{f_c'}$	4.97	5.56	6.09	7.03
剪應力：ν (用以衡量斜拉力距離支承面d處)						
樑無腹筋者	ν _c	0.29 $\sqrt{f_c'}$	3.43	3.84	4.20	4.85
格柵無腹筋者	ν _c	0.32 $\sqrt{f_c'}$	3.79	4.23	4.64	5.35
構材有垂直或斜向腹筋或彎起腹筋與垂直肋筋併用者	ν	1.33 $\sqrt{f_c'}$	15.7	17.6	19.3	22.3
版與基腳(周邊剪力)	ν _c	0.53 $\sqrt{f_c'}$	6.27	7.01	7.68	8.87
承壓應力：f _c						
全部面積承壓		0.25f _c '	35.0	43.8	52.5	70.0
1/3或以下局部面積承壓*		0.375f _c '	52.5	65.6	78.8	105.0

*註：承壓面積在1/3以上而非全部時，容許承壓應力可按比例計算。

資料來源：中國國家標準CNS 3035〔鋼筋混凝土建築設計規範〕

鋼筋容許應力

說 明	硬 級 鋼	中 級 鋼	構造級鋼
降伏強度(最小值)	3,520	2,810	2,320
拉應力(縱向鋼筋及肋筋) 一般建築物	1,410	1,410	1,270
壓應力	3,520	2,810	2,320
螺旋箍柱之豎鋼筋(最小降伏強度之40%，如用特種高降伏強度鋼筋則不得超過2,110公斤/平方公分)	1,410	1,120	928
橫箍柱之豎鋼筋(為螺旋箍柱值之85%)	1,200	950	792
受撓構材之受壓鋼筋*	—	—	—
螺箍之降伏強度			
熱軋鋼筋	3,520	2,810	—
冷拉鋼線	4,220	—	—

*註：在變面鋼筋樑或版中以有效彈性模數比 $2n$ 計算受壓鋼筋之變換面積及其應力，惟此項應力不得超過鋼筋之容許拉應力。

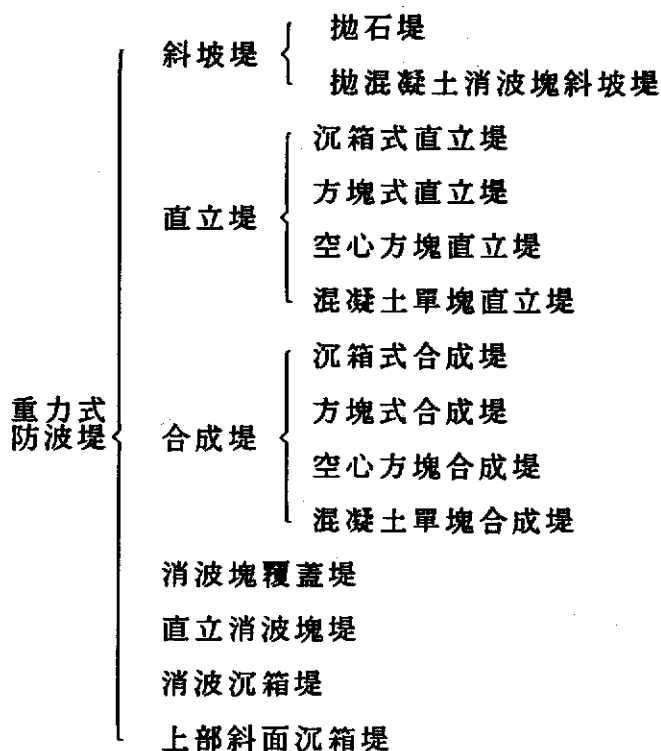
資料來源：中國國家標準CNS 3035[鋼筋混凝土建築設計規範]

2.2 斷面型式

選擇防波堤之斷面型式時，應考慮各種斷面型式之特性，且必須就下列各項做比較研究後決定之。

- (1)佈置條件
- (2)自然條件
- (3)利用條件
- (4)施工條件
- (5)工程費
- (6)工 期
- (7)重要性
- (8)材料供應條件
- (9)維修之難易

重力式防波堤之種類可依斷面型式分類如下：(圖2-2-1)



1. 斜坡堤

斜坡堤是以塊石或混凝土消波塊堆成者，堤身兩側成斜面，使波浪衝上斜坡時受斜坡表面凹凸不平之阻礙及堤身之孔隙使波能減衰，並阻其侵入堤內水域，以維護水面穩靜。斜坡堤依所用材料可分為下列各類：

(1) 拋石斜坡堤

因受石塊大小之限制，僅適用於波力較小之處。如用於波力較大之處，在坡面上應加放混凝土消波塊保護層。

(2) 拋混凝土消波塊斜坡堤

採用重量大之混凝土消波塊可獲得堤身需要之安定度。施工時需要廣大之混凝土消波塊製作場地。

2. 直立堤

壁面垂直安放於海底之結構物，最主要為反射波浪之動能，此種型式稱為直立堤。

各種直立堤構造之特性：

(1) 沉箱式直立堤

此種以沉箱作為主體，且成為整體之結構物，故對抗波力作用甚強。沉箱可以乾工法製造，施工確實，故可縮短在海上之工作天。沉箱內可用廉價之材料填充，以節省工程費。缺點為需沉箱製造設備，大型起重機等之巨大費用。同時沉箱之下水、搬運、安放等受水深之限制。又氣候不良天數較多之處其工作天受限制。沉箱安放後應在短時間內填充並澆築封頂混凝土，否則易受波浪之衝擊而破壞。又施工較複雜，如基礎之整平、拋石、沉箱安放、填充砂料、澆築上部混凝土等各項工程項目繁多。

(2)方塊式直立堤

該型以混凝土方塊疊積成爲主體。優點爲施工確實與容易，施工設備亦簡單。缺點爲方塊與方塊間不能完全結合成爲一體，比沉箱缺乏整體性。施工時海上工作期間較長，需要製造大量方塊之工地。如最下層不成爲一體時，地盤反力之分佈實際如何不甚明瞭。

(3)空心方塊直立堤

用中空型塊，塊體內填充石料或混凝土即成爲直立堤。優點爲底部摩擦較沉箱爲大，抗滑動安全率高。堤體內用價廉材料填實，可節省工程費。缺點爲缺乏整體性，又對開底直立堤之計算方法尚未確定。

(4)混凝土單塊直立堤

係現場澆注之混凝土單塊堤。優點爲可成爲堅強之結構物，基礎雖不平，現場亦可施工，不需要複雜之施工設備。惟該堤僅使用於地層堅固之處，故檢定岩質地盤甚爲重要，因疏忽此點而肇致災害之實例甚多。又對水中混凝土之施工不易切實控制，易生不良之後果，故應特別注意。缺點爲如將來需要搬移時，不能再加利用。該型直立堤不能作大型防波堤之用，僅用於水深較淺或規模較小之防波堤。

3.合成堤

合成堤爲上部直立堤下部拋石堤所組合而成。直立堤部份放置於拋石堤之頂部，拋石堤同時作爲直立堤部份之基礎。與波高相比斜坡拋石面較淺時，與斜坡堤之功能相近。反之，水較深波高較小則與直立堤之功能相似。因兼具拋石堤及直立堤之優點，適用於水深波力大之處所。合成堤依直立堤部份型式可分爲下列各種：

- (1)沉箱式合成堤
- (2)方塊式合成堤
- (3)空心方塊合成堤
- (4)混凝土單塊合成堤

4.消波塊覆蓋堤

直立堤及合成堤前面拋消坡塊時，即成了消波塊覆蓋堤。

5.直立消波塊堤

此為將一般之混凝土單塊製作成各種型式之直立消波塊所堆置而成，亦有單體的，由於型式種類很多，因此須充分調查其消波特性而使用。

6.消波沉箱堤

將沉箱前牆開孔並設置一消波室即成消波沉箱堤，主要功能為減輕反射及堤體重量。

7.上部斜面沉箱堤

將沉箱高於水面部份及胸牆混凝土改成斜面即成上部斜面沉箱堤，主要係利用作用於直立堤之波力與斜面之波力不同時發生以減小作用於堤體之水平力，因此安全性較高，但相對越波所致港內傳遞波較大。

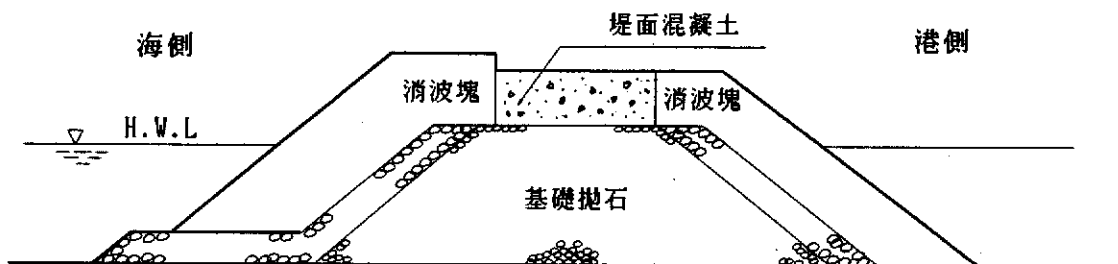


圖 2-2-1(a) 拋石斜坡堤

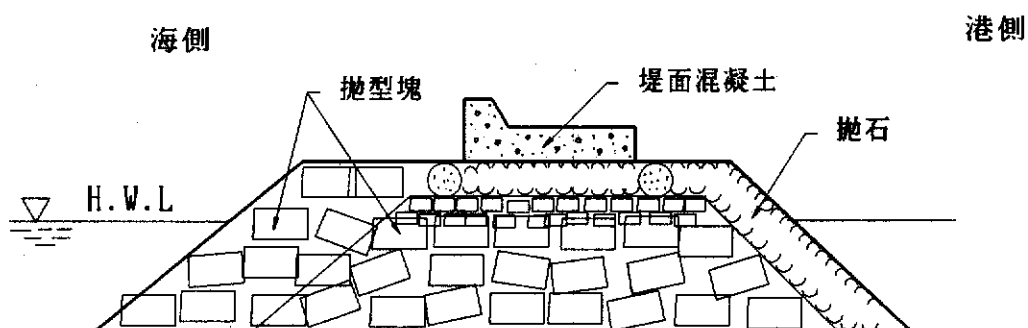


圖 2-2-1(b) 拋混凝土消波塊斜坡堤

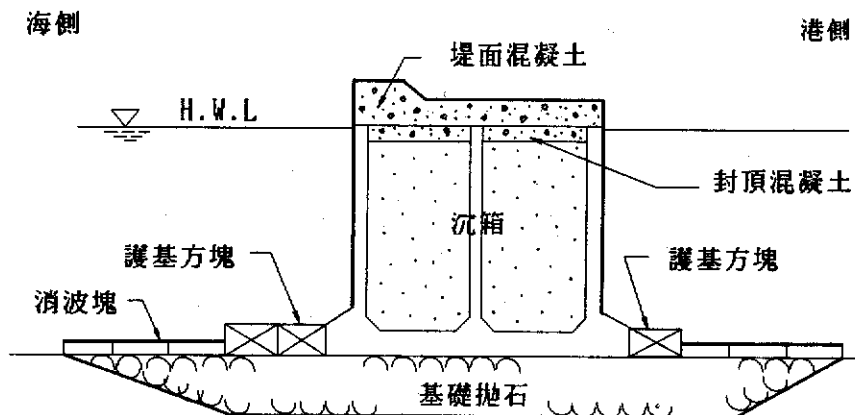


圖 2-2-1(c) 沉箱式直立堤

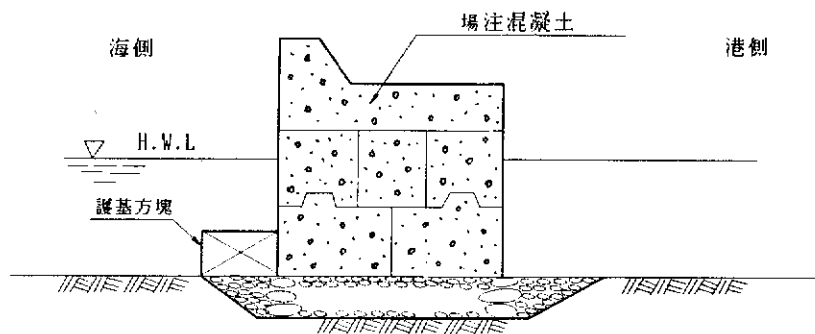


圖2-2-1(d)方塊式直立堤

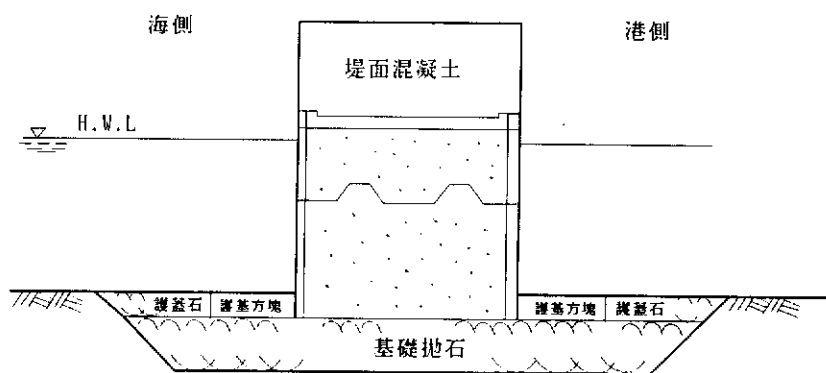


圖2-2-1(e)空心方塊直立堤

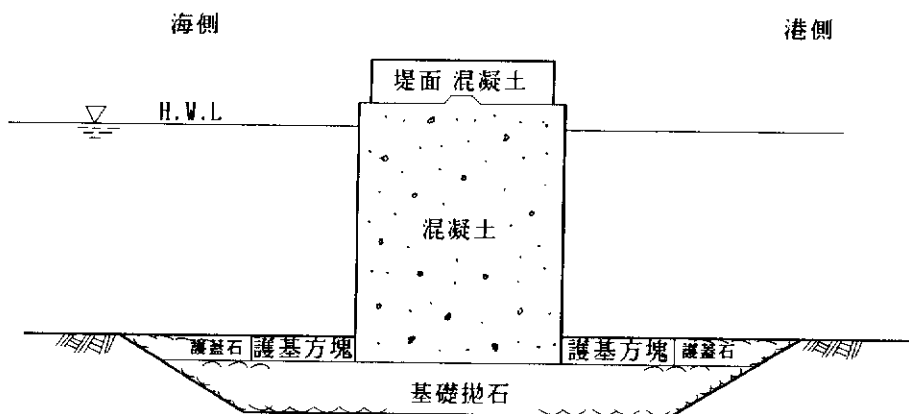


圖2-2-1(f)混凝土單塊直立堤

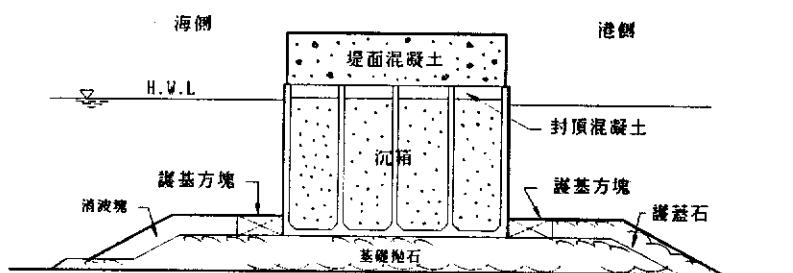


圖2-2-1(g)沉箱式合成堤

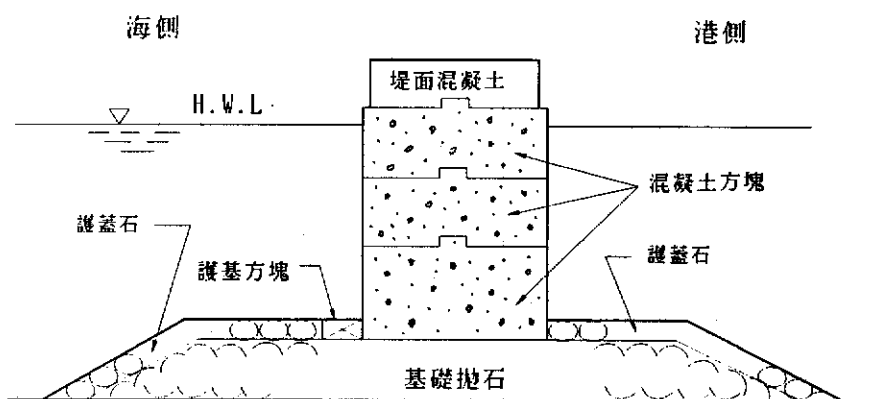


圖2-2-1(h)方塊式合成堤

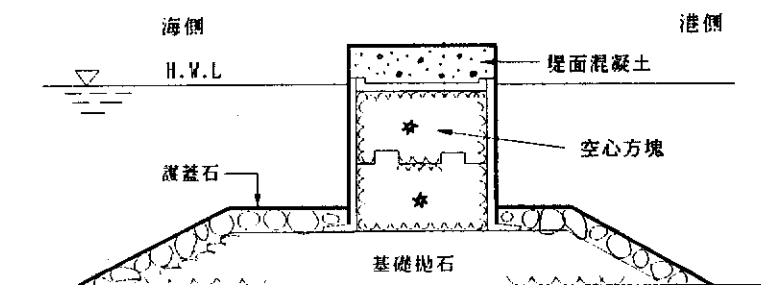


圖2-2-1(i)空心方塊合成堤

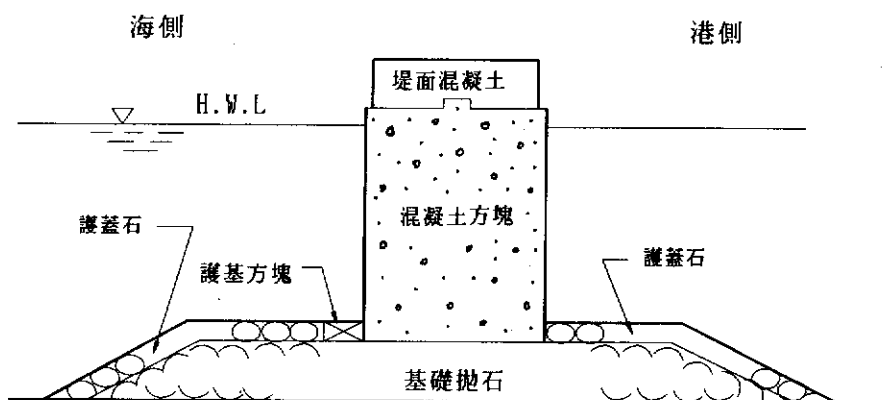


圖 2-2-1(j) 混凝土單塊合成堤

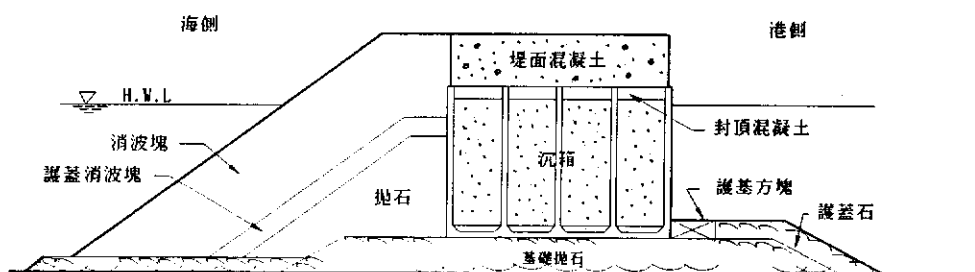


圖 2-2-1(k) 消波塊覆蓋堤

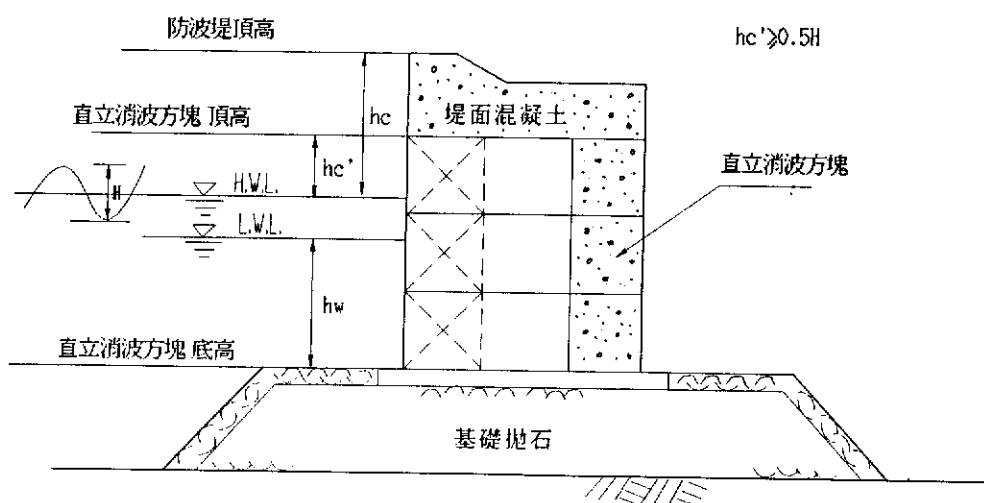


圖 2-2-1(L) 直立消波塊堤

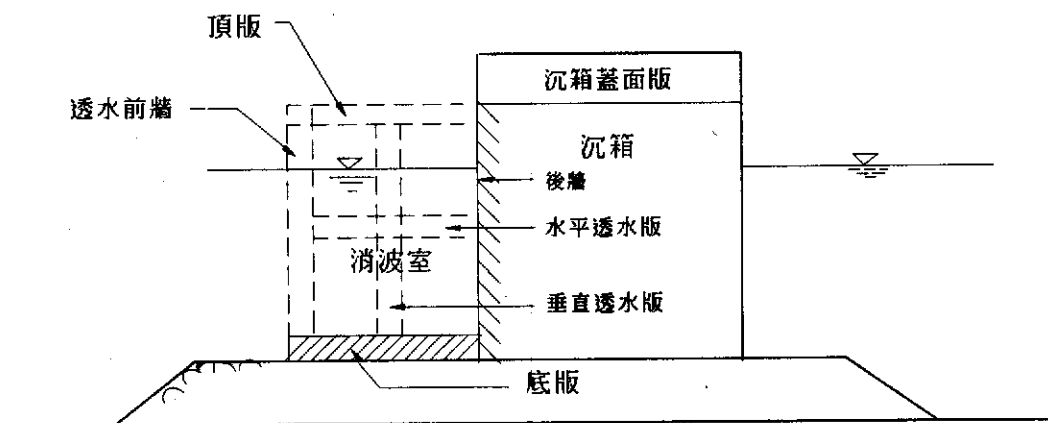


圖2-2-1(m)消波沉箱堤

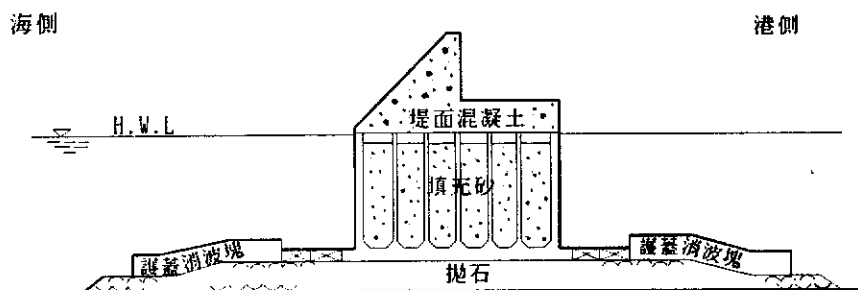


圖2-2-1(n)上部斜面沉箱堤

2.3 施工法

防波堤依構造型式之不同而有各種不同的施工法，在設計時應考量其在施工上之難易，所需機具設備及施工場地。

2.4 工程費

工程費是影響防波堤建造之一重要因素，特別是合成堤堤基高程之決定時，堤基拋石所需之工程費及對堤體寬度之影響，對整體工程費有很大之影響，應詳加檢討。

第三章 基本設計

3.1 基本斷面之假定

3.1.1 直立堤

1. 堤頂高

直立堤之堤頂高應在朔望平均高潮位上，設計示性波高之0.6倍以上。

(1) 堤頂高程應考慮港內之利用，所需要之靜穩度、利用天數以及背後港灣設施之保護等而決定。

(2) 現有防波堤大多以下列數值為標準而決定堤頂高：

(a) 大型船出入之港灣，若防波堤背後水域廣闊，且容許少量之越波，同時不需考慮暴潮之影響時，堤頂高取朔望平均高潮位上 $0.6H_{1/3}$ 即可 ($H_{1/3}$ 為設計示性波高)。

(b) 防波堤背後之泊地停泊船舶為小型船隻，而且泊地面積狹小，須阻止越波之侵入時，堤頂高取朔望平均高潮位上 $1.25H_{1/3}$ 。

(3) 大型船隻出入之港灣，即使防波堤背後水域廣闊，若接近設計波之波浪來襲頻繁，且持續時間長，以朔望平均高潮位上 $0.6H_{1/3}$ 之堤頂高，因越波之影響將使港灣之活動受限，這種情況最好堤頂高能較朔望平均高潮位上 $0.6 H_{1/3}$ 為高。

(4) 在須考慮暴潮影響之港灣，可由過去之記錄，將朔望平均高潮位加上適當的偏差作為設計潮位以求取堤頂高。

(5) 在水深較淺之處，由於越波中所含之砂，使堤內有淤積之可能，因此在淺水沙灘海岸之防波堤，應考慮此點，將堤頂高予以適度加高。

(6) 為保護海水浴場之防波堤或其他如為取水使用等特殊用途之防波堤，應充分了解防波堤設置之目的，而決定頂高，此時採用較本章為低之值亦可。

2. 堤面厚度

波高2公尺以上時，堤面厚度至少應有1公尺以上，波高小於2公尺時，堤面厚度最少須在50公分以上。

雖然決定直立堤堤面混凝土厚度之方法仍未確立，但如太薄將會受損，初步值可經由實例決定。堤體為方塊時上部混凝土有壓頂作用，對防止方塊之移動甚為有效，故宜採用重實之混凝土。

3. 堤體寬度

堤體所需寬度依據作用波壓力而決定。

4. 其他

方塊型直立堤最上層之方塊、空心方塊以及沉箱頂部之高度為便於堤面施工，至少須在平均水面以上，可能的話最好在朔望平均高潮位以上。

沉箱頂之高度較低時，沉箱安放後填砂以及吊放混凝土蓋版，頂部混凝土之打設作業將受限制，因此通常取朔望平均高潮位以上之高度。

3.1.2 合成堤

1. 堤頂高

直立堤部份之堤頂高依照直立堤之方法決定，但若堤基可能產生沉陷時，應加上餘裕提高頂高，或採用容易加高之結構為宜。

通常防波堤下陷有下列各種原因：

- (1) 基礎地層之壓實下陷。
- (2) 基礎石料被吸出。
- (3) 拋石基礎向橫側方向滑動。
- (4) 因拋石與方塊之重量而使堤基陷入地層。

(5)防波堤本身及砂質地盤之壓密。

其中(1)項可由「地層沉陷」求取。(2)(3)(4)(5)由於隨直立堤部份之重量，拋石層之厚度等而變化，無法一概而論，但可由過去之施工例求取概略值。預加厚度之方法，有將拋石層加厚法或頂部加厚等，設計時須充分考量其利弊得失。

2.堤基

- (1)堤基之頂高，應檢討施工條件及經濟性後選擇一最適宜之深度。
- (2)堤基厚度最少須在1.5公尺以上，以避免沖刷之影響。
- (3)堤基之堤肩寬度，在港外側依波高之情況採用足夠之寬度，波浪較大之處最少應在5公尺以上。港內側堤肩寬度採用港外側寬度之2/3 即可。
- (4)除水深極深之堤基部份，或波浪小且有充分之堆石重量處之外，在直立堤海側應至少安放兩個以上之護基方塊，陸側應至少放置一個以防止沖刷，護基方塊應緊靠直立堤。
- (5)堤基部之形狀，可能會導致異常強大衝擊波壓作用於直立堤之危險，因此最好能採不發生衝擊波壓之堤基形狀，堤基部之頂面應儘可能的深，此對直立壁之安定較有利，另外，堤基部之厚度可使直立堤之荷重分佈較廣，所以應將直立堤之基礎整成水平，此外堤基可防止波浪之沖刷效果，原則上厚度應在1.5公尺以上。堤基部之堤肩寬度，除應確保堤體之圓弧滑動及對偏心傾斜載重能滿足安全率外，在波浪較大處，港外側至少須有5公尺以上之寬度。而堤基之坡度，雖由安定計算決定，但隨波浪狀況通常港外側取 1:2~1:3，港內側取 1:1.5~1:2 左右為多。

3.堤面厚度

堤面混凝土厚度或沉箱安放高程以及堤體高程依直立堤為準。

4. 堤體寬度

堤體所需寬度依據作用波壓力而決定。

5. 其他

- (1) 為增加直立堤之滑動抵抗亦有在背後堆放石塊之情形，此時，因越波很容易引起散亂，因此石塊須互相楔牢，必要時，可用混凝土方塊或消波塊加以覆蓋。
- (2) 基礎地盤軟弱，很明顯地下陷或拋石陷入地層量多時，應改良地盤，如拋石底部用沉床，以分散堤體重量等。

3.1.3 斜坡堤

1. 堤頂高

堤高依照直立堤。

由於斜坡堤會使波浪透過，所以即使堤高與直立堤相同，港內波高亦有可能變大，應予注意。

2. 堤體寬度

- (1) 堤寬在採用消波塊時，以三個以上並排為準。
- (2) 越波嚴重時，堤頂部之覆蓋材會不安定，因此須有充分的堤寬，本文之值為對應於 $0.6H_{1/3}$ 程度之堤高所應有的堤寬。雖然如此斜坡堤之堤寬，隨覆面保護材料之特性、波浪條件等而不同，最好能以水工模型試驗加以確定。
- (3) 堤寬除應滿足安定計算上所需寬度外，並應考慮施工上的方便。

3. 護坡坡度

護坡坡度應由安定計算決定，拋石堤之以港外側1:2，港內側1:

1.5，消波塊覆蓋時1:1.3~1:1.5之例較多。另外，在港外斜坡之坡度與覆蓋材之重量改變時，此改變點應在靜水面下 $1.5H_{1/3}$ 以下。

4. 其他

斜坡堤之基礎依需要應設置防止沖刷及吸出設施。

3.1.4 消波塊覆蓋堤

1. 堤頂高

(1) 直立壁之頂高，參照直立堤。

消波塊覆蓋堤與直立堤、合成堤相比，越波及傳遞波將會較小。

(2) 消波塊之頂高，最好能與直立堤之頂高相同。

(a) 消波塊對減低波壓、減少越波及傳遞波反射波有相當效果，為掌握此種效果，最好能以模型試驗來判斷。

(b) 消波塊之頂高若較直立部之頂高低很多時，有可能使很大之波力作用於直立部，相反的，若較直立部之頂高太多，頂端之消波塊將會不安定。

2. 堤面厚度

堤面厚度以及沉箱等之安放高度，依直立堤。堤基之厚度依合成堤之方法決定。

3. 堤體寬度

(1) 消波塊覆蓋部之堤寬，以消波塊二個以上並排為準。

(2) 消波塊之施工頂部，若消波塊未能完全覆蓋於直立部時，此部份可能會有很大之波力作用，應予注意。

4. 其他

在消波塊之基部附近，依情況應設置防止沖刷及吸出設施。

3.1.5 直立消波塊堤

1. 直立消波塊堤，須充分調查其消波性能，選定適當的消波塊，依需要最好進行水工模型試驗而設計。

(1) 直立消波塊堤為將具有消波功能之特殊方塊(直立消波塊)加以直接堆積成消波塊式直立堤或合成堤。由於現有各種直立消波塊被開發，因此使用時須充分調查其消波功能等，而選擇適當的型塊。

(2) 直立消波塊堤之反射率，隨波浪之週期有很大的不同，因此須充分考慮其影響而加以決定。決定反射率時，最好進行水工模型試驗，但亦可參考以往實驗值而加以決定。

(3) 直立消波塊堤，除了一體構造之大型方塊外，一般使用於波高較小之內灣或港內。

2. 堤頂高

(1) 直立消波塊堤的堤頂高，除參考直立堤外，並應考慮為滿足其功能所需之高度以及消波設施之高度後決定。消波設施之頂高，應考慮消波效果而決定。

(2) 直立消波塊堤與合成堤相比，雖然越波以及傳遞波較小，但較消波塊覆蓋堤為大，因此堤頂高須充分考慮背後之利用條件而決定。另外，決定堤頂高時，須確保頂部混凝土施工上所需之厚度。

3. 其他

直立消波塊堤之消波效果，隨直立消波塊部之頂端以及下端之高度而變化。但是，至少頂端高應在朔望平均高潮位上，設計示性

波高之0.5倍以上。另外下端高度最好能在朔望平均低潮位下，設計示性波高之2倍以上的深度。

3.1.6 消波沉箱堤

1.消波沉箱堤，須充分調查消波功能後選定合適之構造，依需要最好進行水工模型試驗而設計。

(1)消波沉箱為前面有透水牆與消波室，藉此發揮消波效果之沉箱。

隨各部份尺寸，可組合形成多種之構造。在選擇消波沉箱構造型式時，須對構造物之消波功能、耐波性等特性加以充分調查，並考慮設計條件、利用條件、工程費等，而選擇適宜的構造物。

(2)消波沉箱堤在選擇適當的構造時，一般與現有之直立堤相比，具有以下之特長：

(a)可減輕反射波。

(b)減輕越波、傳遞波。

(c)可減緩波力，特別是對高基等以往沉箱堤會有強大衝擊碎波力作用之場合，消波沉箱堤之場合，波力不會明顯增加。此外，促進氣泡之混入、海水之曝氣能力，消波室可當作魚礁使用等特長。

2.由透水牆與消波室所形成消波部份之構造及尺寸，須考慮該構造物之消波特性，潮位變化等，使消波對象波之反射率在目標反射率以下。

3.消波對象波浪條件之決定

消波沉箱堤一般為減輕反射波為目的而採用之場合較多，但消波之目的必須明確，再據此決定消波對象之波浪條件以及目標反射率。特別是消波沉箱堤之反射率隨波浪之週期會有顯著之變化，因此，波高、週期之特性須加以調查、決定消波對象波浪之條件。

4. 消波部尺寸之決定

- (1) 消波部之構造以及尺寸，除消波功能外，與越波、傳遞波及波力亦有關係，須考慮這些特性加以決定。
- (2) 消波沉箱的反射率，除波浪、潮位、水深之條件外，隨前面透水牆之構造、消波室之寬度、消波室之高度與上部有無封版，以及堤基之高度等而變化，須充分檢討這些影響，使欲消波之波浪反射率，能在目標反射率以下，而適當地決定消波部之構造尺寸。由消波功能面上來說，消波室頂端予以提高或開放為佳。

3.1.7 上部斜面沉箱堤

上部斜面沉箱堤，須對波浪的傳遞特性等加以充分調查，選定適當的形狀，依需要最好進行水工模型試驗等而設計。

1. 上部斜面沉箱堤除了減少水平波力外，同時主要為利用作用於斜面壁之波力使堤體安定之防波堤。上部斜面堤之斜面壁之坡度以 45° 為標準。
2. 由於上部斜面堤與通常之直立堤相比，傳遞波高較大，因此須考慮港內靜穩度而決定堤頂高，上部斜面沉箱堤在朔望平均高潮位上 $1.0 H_{1/3}$ 之堤頂高相當於直立堤之 $0.6 H_{1/3}$ 程度。

3.2 沉箱

3.2.1 構材尺寸決定之原則

在設計沉箱各構材形狀及尺寸時，應考慮下列各項因素：

1. 沉箱製作設備之能力

- (1) 沉箱製作臺之寬度及強度
- (2) 起重機之能量
- (3) 混凝土澆置能量
- (4) 下水能力：諸如吃水深度、塢門寬度、水深、浮沉箱塢能量、下水臺車強度。
- (5) 製作時千斤頂位置

沉箱之製作，以儘可能使用現有設施為原則。如採用新設施或局部改善原有設施，應併同整體工程作經濟上的檢討。

2. 沉箱製作時作業上所需要之構材最小尺寸

- (1) 沉箱各部份之名稱如圖3-2-1，通常其隔間之尺寸，以隔牆中心距離不超過5公尺為原則，而後視沉箱之大小，側牆厚度約為30～50公分，底版厚約為50～80公分，隔牆厚度約為15～30公分，水平及垂直拖肩15～30公分，封頂混凝土50～80公分者較多。
- (2) 隔牆間距之決定，應考慮內模板之通用性。由於模板之互相通用，可減少模板組數及堆置場地。
- (3) 設計時應滿足『混凝土之容許應力度』、及本『設計外力』、『構材之設計』之規定事項。

3. 沉箱吃水與安放位置水深及堤基高度之關係

安放沉箱之餘裕水深應慎重決定。為考慮沉箱偏斜、搖擺、小波及吃水計算誤差等影響之最小限度，沉箱吃水與拋石基礎頂面之差通常應在0.5m以上。為使沉箱安放作業時間不受限制，以避免配合潮位與夜間作業，沉箱設計所考慮之安放潮位通常在M.W.L左右。

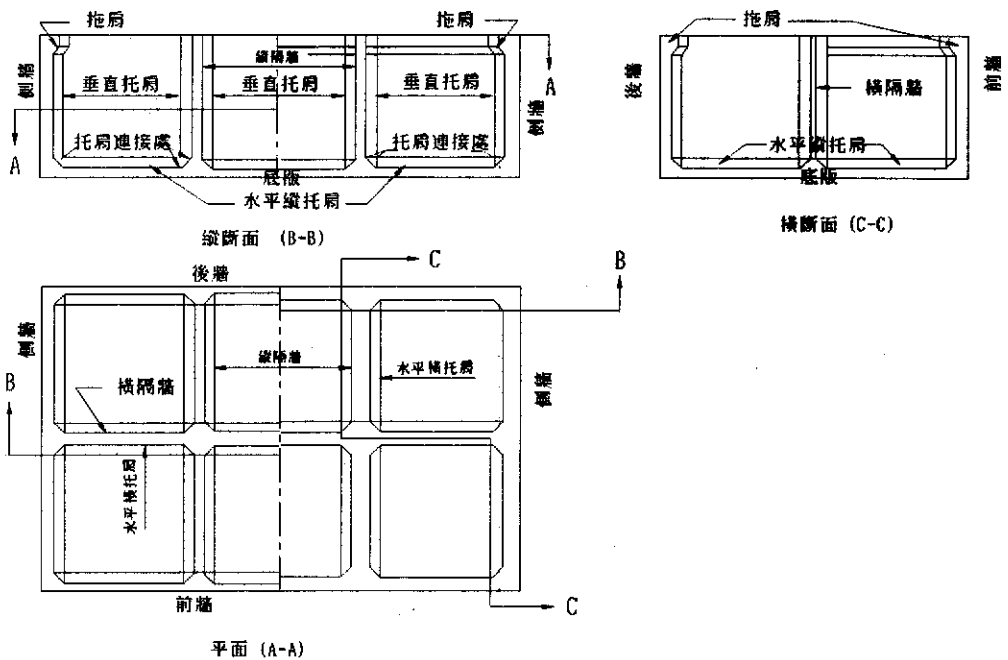


圖 3-2-1 沉箱各部份之名稱

4. 沉箱在漂浮中之穩定

5. 拖航及安放作業條件，如潮流、波浪、風等

沉箱之長度一般愈長愈經濟。但如過長，因潮流及波浪之影響可能使拖航及安放作業困難。尤以安放後之填充作業，如不能於短時間內完成，可能遭受災害。

6. 沉箱安放後之作業條件，如填充及上部結構施工之關係

沉箱之高度，以安放後封頂混凝土可用乾工法施工原則，並考慮波浪不使模板受損，填充作業要求，至少應在平均水面以上，一般都在H.W.L. 以上。

7. 不等沉陷問題

沉箱之長度如過大，當頂起(Jack-Up)或發生不等沉陷時，應檢討受扭曲之影響。

加強頂緣可增加沉箱之剛性，並且具抵抗不等沉陷及波浪之效果。加強頂緣在施工上雖不便，但於波浪強大處有其需要，可用混

凝土填充。

3.2.2 漂浮穩定

爲使沉箱自力漂浮時不致有傾覆或傾斜，應做穩定計算。

爲保持沉箱之穩定，應滿足公式(3-2-1)之條件(圖3-2-2)。

$$\frac{I}{V} - \overline{CG} = \overline{GM} > 0 \dots\dots\dots(3-2-1)$$

式中：

V: 排水容量(m³)

I: 吃水面對長軸之斷面慣性矩(m⁴)

C: 浮心

G: 重心

M: 傾心

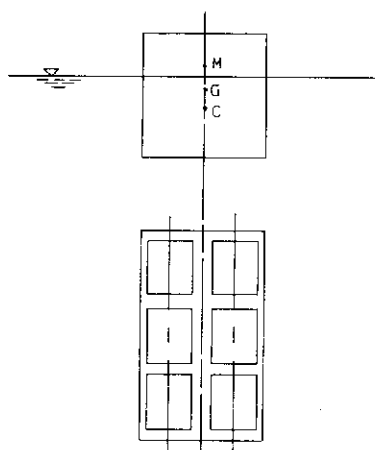


圖 3-2-2 沉箱漂浮穩定

通常爲安全起見 \overline{GM} 之值最好能取吃水之5%以上。

1.內填壓艙物拖航時，以公式3-2-2計算之。

(1) 壓艙物爲水之狀態下拖航時

$$\frac{1}{V} (I' - \sum i) - \overline{C'G'} > 0 \dots\dots\dots(3-2-2)$$

(2) 壓艙物為砂、石或拋混凝土等時

$$\frac{I'}{V'} - \overline{C'G'} > 0 \dots\dots\dots(3-2-3)$$

i: 各內隔間水面平行於沉箱回轉軸中線之斷面慣性矩(m⁴)

V'、I'、C'、G': 加壓艙物時之各個值或位置。

通常為安全起見 $\overline{G'M}$ 之值最好能取吃水之5%以上。

2. 僅單側有基腳之沉箱，須加壓艙以保持平衡如圖3-2-3所示，以式3-2-4計算之：

$$W_1L_1 + WL_w = FL_f \dots\dots\dots(3-2-4)$$

式中：

W_1 : 壓艙物重量 (t)

W : 沉箱重量(包括基腳重) (t)

F : 作用於沉箱浮力(包括基腳) (m)

L_1 : 沉箱外牆緣至 W_1 作用點之距離 (m)

L_w : 沉箱外牆緣至 W 作用點之距離 (m)

L_f : 沉箱外牆緣至 F 作用點之距離 (m)

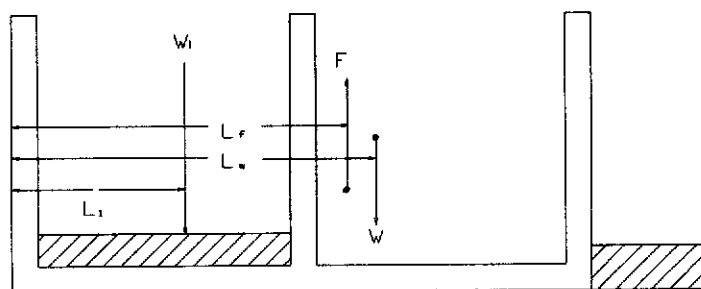


圖 3-2-3 加入壓艙物時之安定

3.3 外力計算

防波堤之安定計算時，須考慮波力、靜水壓、浮力、自重等的外力，必要時亦應檢討地震力。

以外力而言，除波力之外，隨需要應考慮風力、地震力、動水壓、漂流物之衝撞力、土壓等。堤頭設置燈塔時，須考慮作用於燈塔之風壓力、地震力。

3.3.1 波力

作用於防波堤之波力，應考慮防波堤之型式、海底地形、水深以及波浪之各項因素，而以水工模型試驗或以計算公式加以計算，此時須充分考量波浪的不規則性。

以下本文所稱水工模型試驗均係指比例尺大於1/30者。

安定計算時，由於對直立部最危險的波浪與計算覆蓋材料重量時所採用之波浪有時不一樣，須予注意。

對潮位而言，由於對直立部最危險的潮位與計算覆蓋材料重量時所採用之潮位有時不一樣，須予注意。

隨結構物之型式，波力大致可分以下幾種：

1. 作用於壁狀結構物之波力。
2. 作用於覆蓋石(塊)之波力。
3. 作用於海中結構之波力。
4. 作用於水面附近結構物之波力。

因各種結構物型式，其作用波力之計算不同，因此須依實際狀況採用合適的計算法。另外，某些結構物之作用波力尚不明確，宜以模型試驗加以檢討。

實際之波浪，其波高週期均不規則，隨著水深或海底地形，有

非碎波或碎波後之波浪作用在結構物上，波力計算時，應依設計條件，以帶給結構物最嚴重影響之波浪來檢討，此時須充分考慮波浪之不規則性以及因斷面型式對波力產生之特性。

通常對波高而言，愈大波高之波浪，帶來愈大的波力，因此，以到達結構物之不規則波群中之最高波作為波力估算之依據即可，但對作用於坡面之護坡石、塊等之安定性，剛性較低之柱狀結構物以及浮體結構物上之波力，則應考慮不規則波浪連續作用之影響。

以模型試驗進行波力之檢討時，須充分考慮結構物之破壞情況，而採取適當的測定法，另外亦須充分考量現場波浪之不規則性，特別是以規則波進行試驗時，原則上須包含對最高波之檢討。

1. 作用於直立壁之波力

作用於直立壁之波力，因受潮位、水深、海底地形、結構物之斷面形狀、法線形狀等而改變，因此須予考慮而加以適當計算。特別是海底坡度陡處或位於高堤基上面之直立壁，由於會產生強大衝擊波壓之作用，因此須充分留意其發生條件以計算波力。

(1) 影響直立壁波力之因素

影響作用於直立堤波力之主要因素為波浪之週期、波高、波向、潮位、水深、海底坡度、堤基高程及堤基寬度、堤基坡度、直立堤之堤頂高以及堤底水深等。此外，特別是延長線上有轉角時，往往會受較直線部較大之波力，須特別考慮此法線形狀之影響。另外，直立堤前面以消波塊覆蓋時，消波塊之特性，頂端高程及寬度等均有影響。

(2) 波力之種類

作用於直立堤之波力，就波浪之形態而言，可分為重複波力、碎波後之波力等，但其變化應為連續性的。重複波力為與水深相比波高較小之波浪所產生，波壓之時間變化較緩，隨著波高之

~ 59 ~

其各項波壓計算如下

$$\eta^* = 0.75(1 + \cos \beta) H_d \dots\dots\dots (3-3-1)$$

$$P_1 = 1/2(1 + \cos \beta)(\alpha_1 + \alpha_2 \cos^2 \beta) \omega_o H_d \dots\dots (3-3-2)$$

$$P_2 = \frac{P_1}{\cosh(2\pi h/L)} \dots\dots\dots (3-3-3)$$

$$P_3 = \alpha_3 P \dots\dots\dots (3-3-4)$$

$$\alpha_1 = 0.6 + 1/2 \left[\frac{4\pi h/L}{\sinh(4\pi h/L)} \right]^2 \dots\dots\dots (3-3-5)$$

$$\alpha_2 = \min \left[\frac{h_b - d}{3h_b} \left(\frac{H_d}{d} \right)^2, \frac{2d}{H_d} \right] \dots\dots\dots (3-3-6)$$

$$\alpha_3 = 1 - \frac{h'}{h} \left[1 - \frac{1}{\cosh(2\pi h/L)} \right] \dots\dots\dots (3-3-7)$$

式中 η^* : 靜水面上波壓強度為0之高度(m)

P_1 : 靜水面之波壓強度(t/m²)

P_2 : 海底面之波壓強度(t/m²)

P_3 : 直立壁底面之波壓強度(t/m²)

h : 直立壁前之水深(m)

h_b : 直立壁前方海側5倍示性波高距離處之水深(m)

h' : 直立壁底面之水深

d : 護基方塊或覆坡石(塊)中水深較小者(m)

ω_o : 海水單位體積重(t/m³)

H_d : 設計波高(m)

L : 水深 h 處之設計計算所使用之波長(m)

$\min(a, b)$: a 或 b 中較小者

β : 堤法線之垂線與波浪主方向線 $\pm 15^\circ$ 範圍中修正之角度。

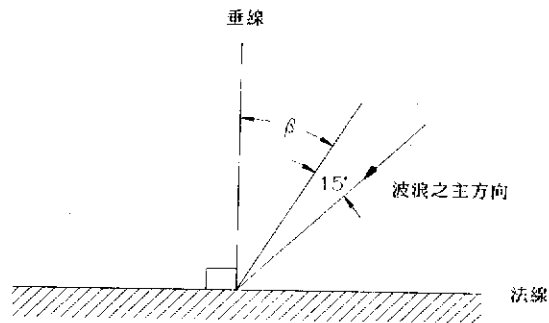


圖 3-3-2 波浪入射角之取法

在此所表示之波力計算公式為合田根據波壓試驗結果以及對現場防波堤之適用成果加以考察，並加上修正波向效應所提出之公式稱為合田公式。依此，不須區別重複波或碎波，可直接求得作用於直立壁之波力。但對坡度很陡之海底面上之直立壁或高拋石基礎上之直立壁，強大衝擊波壓作用之條件來說，對波力之估算可能偏低，因此在應用時，對衝擊波壓發生之危險性須予以留意。

本公式之波壓為以靜水時為基準計算波浪之作用所產生之波壓力。波浪作用以前之靜水壓依需要另外考慮。另外，本公式之波壓為以靜水時為基準計算波浪之作用所產生之波壓力。波浪作用以前之靜水壓依需要另外考慮。另外，本公式主要以檢討直立壁堤體之安定性之波力為對象，特別是在碎波之作用時，並不一定是表示各位置之局部最大波壓，在作構材之檢討時，此點須特別留意。

由於本公式可說是表示每個波浪之作用波力，因此，須以最大波為對象。由於不規則波群中最大波之出現為概率性的，因此很難加以明確決定。但由本公式對現場防波堤之適用性來看，波長以示性波週期相對應之波長，波高則在不產生碎波變

形之處，以示性波高之1.8 倍為準。若採用其他值時，須充分檢討最大波之出現機率，而採用適當之值。至於最大波是否受碎波之影響，則以求取碎波之最大波高圖為境界，較此為深時不受碎波之影響，較淺則可考慮為受碎波之影響。另外，最大波高以簡單式求取時， h 以 h_b 代入即可。

(b)波谷作用時

當堤面波谷作用時，所產生負的波力，可依據水工模型試驗亦或以下之計算公式加以計算。

堤面波谷作用時，堤體之負波壓如圖3-3-3 所示，在靜水面為0，靜水面下 $0.5H_d$ 為 P_n ，至底面為止均為不變之直線分佈波壓向海側作用。

$$P_n = 0.5 \omega_o H_d \quad (3-3-8)$$

式中：

P_n :波壓強度

ω_o :海水之單位體積重量(t/m^3)

H_d :設計波高(m)

另外，作用於底面之負揚壓力，如圖3-3-3 般前趾為 P_n 後趾為0之三角分佈為向下作用之負揚壓力。

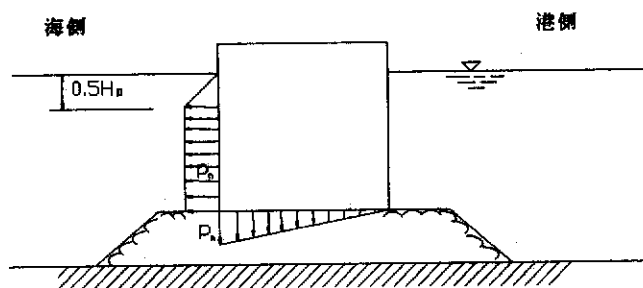


圖 3-3-3 負波壓分佈

(c) 揚壓力

作用於直立壁底面之揚壓力為前趾 P_u 後趾為0之三角形分佈。

$$P_u = 1/2(1 + \cos \beta) \alpha_1 \alpha_3 \omega_0 H_d \quad (3-3-9)$$

此時之浮力僅考慮靜水中之體積部份。

當沉箱有基腳時，在波浪之作用側基腳之上面有往下作用之波力以及底面前趾有 P_u' 後趾為0之揚壓力作用，但儘管如此，通常其合力與無基腳時之揚壓力並無很大之差別，因此，如圖3-3-4所示般，可忽視基腳而以無基腳之情況計算揚壓力。

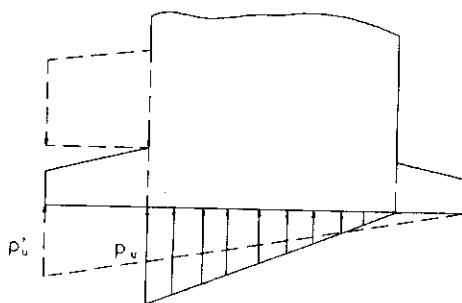


圖 3-3-4 有基腳時之揚壓力

(2) 其他理論式或計算式之適用性

本文所提之合田波力計算公式，由重複波至碎波波力之適用界限並無區別，同時具相當之精確度，可連續加以求取，相當方便，因此以此為準。但是，如與水深相比波高很小，很明顯的為重複波波力作用時，可採用精度較高之重複波理論式。但是此時須充分考量現場波浪之不規則性，同時須以最高波來檢討。

另外，依據現有防波堤之實績，可確定適用性之時，以下之計算式亦可採用。

(a) 廣井公式

此式所採用之波高 H_d 為堤體設置位置之進行波的示性波高。

(i) 波峰時之水平波壓

(ㄅ) $d/H_{1/3} \geq 2$ (重複波)時

如圖3-3-5所顯示，除Sainflou之概算式所計算之波壓外，再考慮部份碎波壓作為波壓分佈。

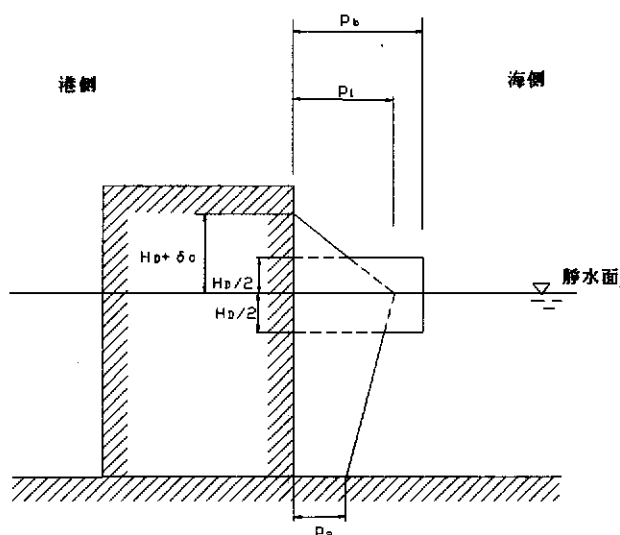


圖 3-3-5 考慮部份碎波波壓之 Sainflou 波壓分佈

P_b : 廣井公式之碎波波壓 (t/m^2)

在靜水面上 $H_d/2$ 以及靜水面下 $H_d/2$ 之範圍

P_1, P_2 為 Sainflou 之概略式計算之重複波波壓 (t/m^2)

$$P_1 = (P_2 + \omega_0 h) \left(\frac{H_d + \delta_0}{h + H_d + \delta_0} \right)$$

$$P_2 = \frac{\omega_0 H_d}{\cosh \frac{2\pi h}{L}}$$

$$\delta_0 = \frac{\pi H_d^2}{L} \coth \frac{2\pi h}{L}$$
(3-3-10)

式中：

P_1 ：堤體靜水面之波壓強度 (t/m^2)

P_2 ：堤體底部之波壓強度 (t/m^2)

ω ：海水之單位體積重量 (t/m^3)

δ ：水位上昇量 (m)

h ：堤體前面水深 (m)

H_d ：設計波高 (m)

L ：水深 h 處示性波波長

當堤體高程小於 $H_d + \delta$ 時，以及有堤基時，其前端寬度 B_1 較波長 L 之 $1/2$ 短時，波壓分佈依此，而作用範圍則由直立壁之頂端至底面為止，若 B_1 較 $1/2L$ 長時，則將拋石基礎當作海底地形之一部分，計算所採用之波高以及波長均為拋石基礎上端之水深。此外，Sainflou 之概略式，對重複波壓不作波向修正。

(2) $d/H_{1/3} < 2$ (碎波) 之時

依式 (3-3-11) 廣井公式計算之平均波壓強度為堤底至靜水面上 $1.25 H_d$ 或堤頂二者較低者 (如圖 3-3-6)。

$$P_b = 1.5 \omega H_d \cos^2 \beta \quad (3-3-11)$$

式中：

P_b ：碎波之波壓強度 (t/m^2)

ω ：海水之單位體積重量 (t/m^3)

H_d ：設計波高 (m)

β ：結構物之法線與波浪之主方向 $\pm 15^\circ$ 修正之入射角。

但是，當 $d/H_{1/3} \geq 2$ 重複波之時，若修正波向使部份碎波壓之強度較 Sainflou 之波壓強度為小時，應採用 Sainflou 式。

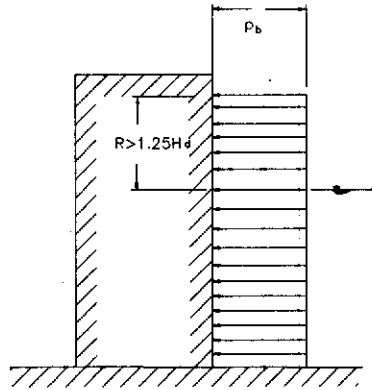


圖 3-3-6 廣井式之波壓分佈

(ii) 揚壓力

(ㄅ) 頂端很高不產生越波時

結構物頂端在靜水面上較 $H_d + \delta$ (重複波時) 或 $1.25H_d$ (碎波時) 為高時，可考慮為不產生越波。靜水面以下之部份受浮力之作用外，作用於直立部底面之揚壓力亦應考慮。

揚壓力之強度為堤前趾為 P_u ，後趾為 0 之三角形分佈，堤體前趾之揚壓力強度可以式 (3-3-12)，(3-3-13) 計算。

重複波作用時 ($d \geq 2H_{1/3}$)

$$P_u = \frac{\omega \circ H_d}{2\pi h \cosh \frac{L}{L}} \quad (3-3-12)$$

但如有拋石基礎時應取與作用於堤體底面之水平波壓值相同。

碎波作用時 ($d < 2H_{1/3}$)

$$P_u = 1.25 \omega \circ H_d \quad (3-3-13)$$

式中：

P_u : 堤體前趾之揚壓力強度 (t/m^2)

H_d : 設計波高 (m)

h : 堤前水深 (m)

L : 水深 h 處之示性波波長 (m)

ω_o : 海水單位體積重量 (t/m^3)

(ㄨ) 堤頂低產生越波時

結構物之頂端低會產生越波時，結構物之全部均受浮力作用，而揚壓力則已包含在浮力中。

(b) 伊藤計算公式

計算合成堤直立部滑動量的期待滑動量公式，係伊藤依據不規則波的滑動試驗結果，將由重複波至碎波連續的波高與波壓關係，以式3-3-14表示(如圖3-3-7)。

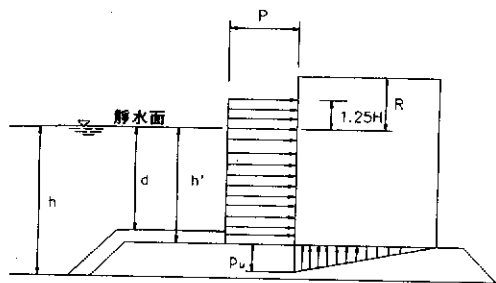


圖3-3-7 波壓及揚壓力之分佈

$$P = 0.7 \omega_o H \quad (H/d \leq 1)$$

$$P = \left\{ 0.7 + 0.55 \left(\frac{H}{d} - 1 \right) \right\} \omega_o H \quad (H/d > 1) \quad (3-3-14)$$

式中：

P ：波壓強度(平均分佈)以及前趾之揚壓力強度(三角形分佈)
(t/m^2)

ω ：海水單位體積重量(t/m^3)

H ：堤體設置位置之波高(m)

d ：堤基上之水深(m)

本計算式中設計所採用之波高 H 為最大波高 H_{max} ，其與合田式之 H_{max} 之取法相同，但由(3-3.14)式之第2式可知，堤基上之水深 d 小而波高很大時，波壓強度將會顯著變大，在 $d=0$ 之極端情況，將成無限大，因此在適用時應注意。此外式(3-3-14)為根據波向為直角時之試驗結果，而伊藤之原始論文對波向之修正並未提到，但亦有對式(3-3-14)之右邊第二項乘上 $\cos^2 B$ 修正波向之例。

3. 衝擊碎波力

當衝擊波有可能發生時，原則上以水工模型試驗進行檢討。對於有可能產生強大衝擊波壓的斷面形狀及構造應儘可能避免採用，在海底坡度較陡無法避免之時，應加上適當的消波塊以緩和波力之作用。

(1) 衝擊波壓之特性

衝擊碎波作用時之最大波壓，隨著條件可達波高相當之靜水壓($1.0 \omega \cdot H_d$)之數倍至數十倍，此已由模型試驗等顯示出。但僅管如此，其作用時間很短，為局部性，只要條件稍微變化其變動亦很顯著。另外，由於為衝擊性之緣故，隨著結構物之力學特性對安定性或構材應力之效果亦不同，因此，對衝擊波壓無法以一般之計算法求得，須對各個力學條件相對應之模型試驗，對波力進行檢討，此為其原則。

(2) 衝擊波壓之發生條件

衝擊波壓之發生原因很多，很難加以確定。由各種試驗結果，當結構物法線之垂直線與波向之交角 β 在 20° 以內，同時又有以下之情況時，則易造成衝擊碎波壓。

(a) 海底地形很陡時

當海底坡度較 $1/30$ 為陡時，在直立壁之稍微海側處之相當深海波波形尖銳度在 0.03 以下 (包含碎波時) 很容易產生衝擊波壓。

(b) 高基礎時

海底坡度雖平緩，但因基礎之形狀亦會導致衝擊波壓，此時除波浪之條件外，若基礎拋石較高，而且前肩寬度相當廣亦或斜坡坡度平緩，在拋石基礎之斜坡面或斜坡肩部附近如有水柱狀之碎波衝擊時會產生衝擊波壓。海底坡度較 $1/50$ 為緩時，若拋石基礎高程上之水深與設置水深比大於 0.6 時，不會產生強大之衝擊波壓。

(3) 對策工法

若強大的衝擊波壓作用於直立壁時，其前面投入消波塊加以保護，將使作用波力很顯著的減小。特別是高基拋石基礎時，若有充分的消波塊加以保護可防止衝擊波壓之發生，另外，直立堤採用適宜的消波沉箱，或斜面沉箱等異型沉箱，有時亦可避免衝擊波壓之作用。

(4) 以模型試驗檢討波力

以模型試驗進行衝擊波壓的檢討，須考慮衝擊波壓對結構物之反應特性。如直立堤整體之安定性，須以堤體之滑動試驗來檢討，胸牆等構材強度則以應力測定實驗檢討。

4. 作用於消波塊覆蓋堤的波力

作用於消波塊覆蓋之直立壁之波力，隨著消波塊之頂高、寬度、消波塊之特性等而變化，故應以水工模型試驗亦或適切的計算法加以計算。

(1) 因消波塊覆蓋所致波力之變化

直立壁前方投入消波塊等設置消波設施時，作用於堤體之波力將產生變化，其變化程度，除隨來襲波之特性外，更依消波設施之頂高、寬度、消波塊之種類、填充石之有無及消波設施之構造而不同，通常直立堤在重複波作用時波力之變化並不大，但在強大的衝擊波壓作用時，隨消波塊之覆蓋，波力將有相當程度之減少，但儘管如此，僅在消波塊有充分的寬度與頂高時，波力方有減小效果。特別是消波塊之頂部較設計潮位低時，經常會使波力增大，此點須注意。

(2) 消波塊充分覆蓋直立壁時之波力計算式

由於作用於消波塊充分覆蓋直立壁之波力，隨消波塊之構造而變化，因此，應依模型試驗加以計算為原則。

若消波塊之頂端與直立壁之頂高相同，且波浪作用時亦能確保消波塊之安定，則作用於直立壁之波力，可依以下修正合田式加以計算(如圖3-3-8)。

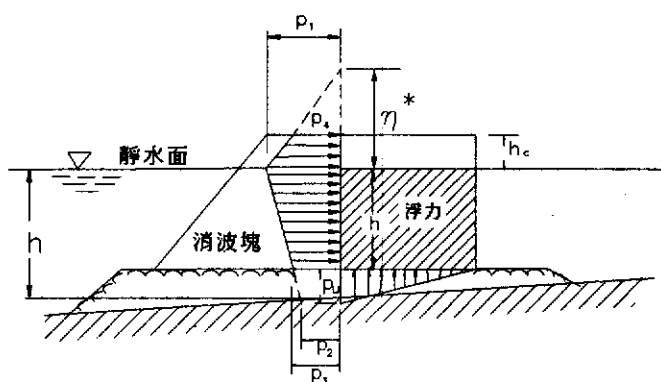


圖 3-3-8 消波塊充分覆蓋時之波壓分佈

$$\eta^* = 0.75(1 + \cos \beta) \lambda H_d$$

$$P_1 = 1/2(1 + \cos \beta) \lambda \alpha_1 \cdot \omega_0 H_d \quad (3-3-15)$$

$$P_u = 1/2(1 + \cos \beta) \lambda \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \omega_0 H_d$$

式中：

η^* ：靜水面上波壓強度為0之高度(m)

P_1 ：靜水面之波壓強度(t/m²)

P_u ：底面前趾之揚壓力強度(t/m²)

β ：直立壁法線之垂直線與波浪主方向 $\pm 15^\circ$ 範圍內最危險方向所成角度

λ ：因消波塊覆蓋之波壓遞減率

α_1 ：式(3-3-5)之係數

α_2 ：式(3-3-6)之係數

ω_0 ：海水單位體積重量

H_d ：設計波高(最高波高 H_{max} (m))

消波塊覆蓋所致波壓遞減率 λ ，為隨覆蓋之程度及波浪條件而決定之係數，對於消波塊充分覆蓋時之直立壁安定性等之檢討，一般採用 $\lambda = 0.8$ 者為多，但是像斜坡堤上部工，直立堤之底面在靜水面附近時， λ 之值隨週期會有很大之變化，週期較長時須注意亦有 $\lambda = 1.0$ 之情形。

(3) 森平式

當消波塊充分覆蓋時，而且示性波在碎波帶受碎波之影響而減小時，亦可使用以下森平等所提之方法。式(3-3-16)之平均波壓強度為由直立堤之底部至靜水面上 $1.0H_{1/3}$ 亦或直立壁頂端二者較低者為準。(圖3-3-9)

$$P = 1.0 \omega_0 H_{1/3} \quad (3-3-16)$$

式中：

P :作用於消波塊覆蓋時之直立壁的平均波壓強度(t/m^2)

ω :海水單位體積重量(t/m^3)

$H_{1/3}$:設計示性波高(m)

揚壓力為包含於作用於堤體之浮力中。但如頂高較 $1.0H_{1/3}$ 為高時，對揚壓力之估算可能偏高。

對於斜向入射波之波力，可以式(3-3-17)計算

$$P=1.0 \omega \cdot H_{1/3} \cos \beta \quad 0 \leq \beta \leq 45^\circ$$

$$P=0.7 \omega \cdot H_{1/3} \quad \beta > 45^\circ \quad (3-3-17)$$

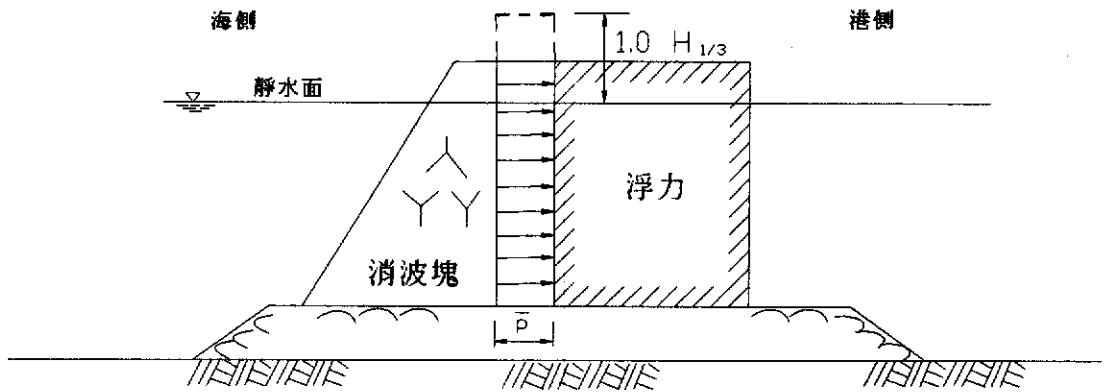


圖 3-3-9 消波塊充分覆蓋時之波壓分佈(森平式)

5. 作用於直立消波塊堤之波力

作用於直立消波塊堤之波力依作用於直立消波沉箱之波力。

(1) 作用於直立消波塊堤之波力，如圖3-3-10般，浮力為考慮靜水時之排除體積。作用於直立消波塊各段以及上部結構之揚壓力為考慮堤體前面揚壓力計算面位置為與波力強度相等之強度，堤體後端為0之三角形分佈。

(2) 斜向入射波之波力減小效果，特別是未以試驗驗證時，不予考慮。

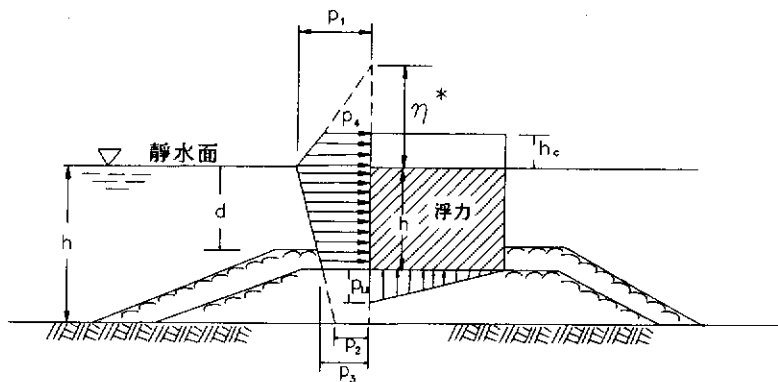


圖 3-3-10 安定檢討時之波壓分佈

6. 作用於直立消波沉箱之波力

作用於直立消波沉箱之波力，由於隨消波部之構造而變化，因此應依水工模型試驗或適當的計算式加以計算。

(1) 作用於直立消波沉箱之波力

作用於直立消波沉箱之波力與一般的直立堤相同，除隨波浪、潮位、水深、海底地形、拋石基礎形狀等而變化外，並依消波部之構造，產生複雜之變化，無法以一般計算法加以確定，因此結構物除了充分可信賴之計算法以外，必須依各個條件進行水工模型試驗加以檢討，此時除安定性之檢討所用之波力外，作用於構材之波力亦須充分加以檢討，另外，消波室中有上封版及無封版時波力之發生形態亦異，須予以注意。

(2) 消波室中無上封版時，安定性檢討所用之波力

作用於直立消波沉箱之波力，隨消波部之構造條件而不同，因此很難加以統一規定，消波室中無上封版時，安定性之檢討所使用之波力，可將合田式加以修正而使用(如圖3-3-11)。

$$\eta^* = 0.75(1 + \cos \beta) \lambda_1 H_d$$

$$P_1 = 1/2(1 + \cos \beta)(\alpha_1 + \lambda_2 \alpha_2 \cos^2 \beta) \lambda_1 \cdot \omega_0 H_d \quad (3-3-18)$$

$$P_u = 1/2(1 + \cos \beta) \lambda_1 \alpha_1 \cdot \alpha_3 \cdot \omega_0 H_d$$

式中

η^* : 靜水面上波壓強度為0之高度(m)

P_1 : 靜水面上波壓強度(t/m²)

P_u : 不考慮消波部之沉箱主體部底面前端之揚壓力強度

β : 直立壁法線之垂線與由波浪之主方向 $\pm 15^\circ$ 範圍最危險方向所成之角度

λ_1, λ_2 : 直立消波沉箱之構造等之波壓修正係數

$\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$: 同前之係數

ω_0 : 海水之單位體積重量(t/m³)

H_d : 設計波高(最高波高 H_{max})

修正係數 λ_1, λ_2 隨結構物給予適宜之值, 曲面開孔沉箱之場合 $\lambda_1=1.0, \lambda_2=0$

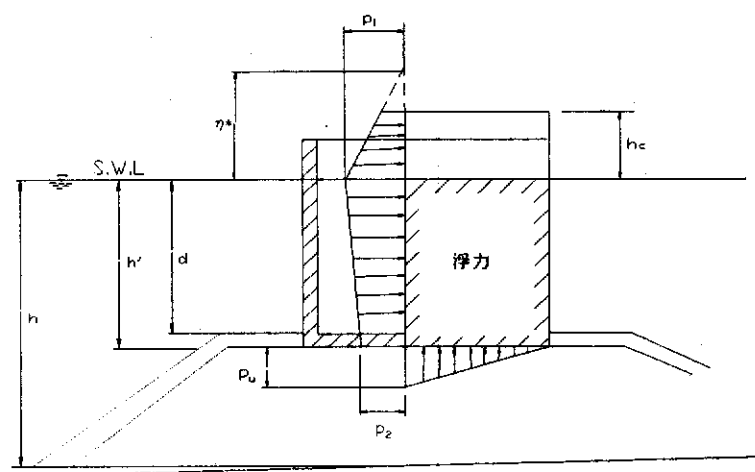


圖 3-3-11 安定性檢討時所用波壓分佈

(3) 消波室有上封版時安定性檢討所使用之波力

消波室頂部因有上封版而密閉時, 由於波浪之作用, 上部之

空氣被壓縮之瞬間，產生衝擊壓，特別是在構材之設計時所採用之波力更應考慮，雖然此衝擊壓可經由開設適當的空氣孔加以減輕，但若開口部太大，由於波面將會直接作用，反而會使波力變大，此須要注意。

7. 作用於上部斜面堤之波力

作用於上部斜面沉箱堤之波力，應依水工模型試驗或適當的計算式加以計算。作用於上部斜面堤之波力，原則上以水工模型試驗決定，若有困難時，可以下法求出。(如圖3-3-12)

水平成分波力

$$P_h = P_1 + P_2 \sin^2 \theta$$

垂直成分波力

$$\left. \begin{array}{l} P_h = P_1 + P_2 \sin^2 \theta \\ P_v = 1/2 P_2 \sin 2\theta \end{array} \right\} \dots\dots\dots (3-3-19)$$

$$P_v = 1/2 P_2 \sin 2\theta$$

式中

P_1 : 以合田波壓式所計算作用於上部斜面沉箱堤之下部直立部之波力。

P_2 : 以合田波壓式所計算作用於投影於上部斜面垂直部之波力。

θ : 斜面部之坡度。

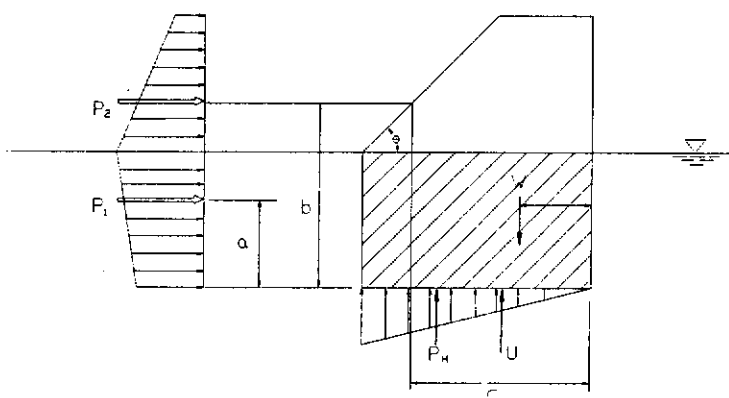


圖 3-3-12 作用於上部斜面沉箱堤之波力

8. 考慮法線形狀影響的波力計算

對波向而言法線成凹狀時，須考慮計算入反射波相互干涉所致波力之增大。此時，進行波之波高，須乘上受法線形狀之影響的增加率作為設計波高。

(1) 法線形狀所致波高變化與蛇行災害

通常法線不連續時，由於波浪之反射以及繞射效果，將使沿法線之波高分佈成不一致，伊藤、谷本就受災防波堤之滑動狀況大多呈波狀分佈，而稱此為蛇行災害，其原因之一為沿法線之波高分佈不同，影響作用波力。像此種波高之局部變動傾向，特別是對有凹狀之隅角的法線特別顯著。

(2) 考慮法線形狀影響的波力計算法

目前為止考慮法線形狀影響的波力計算法尚無完整成果，應依條件以模型試驗加以檢討。但由於波力之增大與法線形狀之波高增大有相當之對應關係，因此如式(3-3-20)，設計波高應隨影響之程度予以比例增加，而波力計算則依合田式即可。

$$H'_d = \min\{K_c H_d, K_{cb} H_b\} \quad (3-3-20)$$

式中：

H'_d ：考慮法線形狀之影響，計算波力時之波高

K_c ：法線形狀之影響所致波高增大率 $K_c \geq 1.0$

K_{cb} ：碎波臨界波高之增大率極限值 $K_{cb} \approx 1.4$

H_d ：未考慮法線形狀影響時之設計波高

H_b ：示性波高5倍距離之海側處的碎波臨界波高(m)

式(3-3-20)之波高增大率 K_c ，一般可以式(3-3-21)表示，在波浪不破碎之條件下，根據沿法線之重複波高之分佈加以決定。

$$K_c = H_s / \{H_i (1 + K_r)\} \quad (3-3-21)$$

式中：

H_s ：堤前之波高(m)

H_i ：入射波高(m)

K_r ：堤之反射率

此時，以規則波來處理沿法線之波高增加率將會有很顯著的變動結果，另外隨入射波的週期或入射方向，會有敏銳之影響，因此須考慮週期以及入射方向之不規則性。但是如此求得之 K_c 值會沿法線變動，亦會產生 $K_c < 1.0$ 之值，但不能因此而將設計波高加以打折。

式(3-3-20)右邊第2項為考慮法線形狀之影響，使波高增大，受水深限制之影響碎波臨界波高 H_b ，當最大波高受碎波之影響範圍內有直立堤時，可以採用碎波中考慮波浪之不規則性之碎波變形的最大波高 H_{max} 即可，若較為海側時，則採規則波之碎波指標之值即可。碎波臨界波高之增大率的極限值 K_{cb} 仍未充分了解，但依以往之試驗成果來看取1.4 即可。

3.3.2 靜水壓

堤內外之靜水面有高差時，應考慮相當於水位差之靜水壓。

3.3.3 浮力

靜水面以下之堤體應考慮浮力，另外，堤內外之靜水面有高差時，將兩側之水位相連，浮力為作用於該連線水面以下之堤體。

3.3.4 自重

堤體之自重，以假設斷面各材料之單位體積重量加以計算。

3.3.5 地震時之動水壓

地震時之動水壓，以考慮堤體之傾覆以及基礎承载力之安定計算時為標準。

1. 地震時之動水壓，依下法計算。

在水中之結構物及結構物內部部份空間或全部盛以水時，須考慮地震時的動水壓力。

- (1) 動水壓力之計算，須考慮結構物的特性，結構物的剛性，整體之安定條件等。
- (2) 結構物內部的空間盛以液體時，須考慮該液體之動態壓力。
- (3) 現在所用的動水壓力計算法係依據定常振動所求得的動水壓力。若考慮其他外力等的相位關係時，設計上須採用不規則振動求取其動水壓力。

2. 作用於堤體之動水壓力

作用於堤體之動水壓力可依(3-3-22)式加以計算。

$$P_{dw} = \pm \frac{7}{8} K \omega_o \sqrt{hy} \dots\dots\dots (3-3-22)$$

上式中

P_{dw} : 作用於堤體前之動水壓力(t/m²)

k : 震度

ω_o : 水之單位體積重量(t/m³)

y : 水面至欲求動水壓力點止之深度(m)

h : 堤體前面之水深(m)

另外，動水壓之合力以及作用位置可依(3-3-23)式加以計算

$$P_d = \pm \frac{7}{12} K \omega_o h^2 = \left(\int_0^h \frac{7}{8} K \omega_o \sqrt{hy} dy \right) \quad (3-3-23)$$

$$h_d = \frac{3}{5} h$$

上式中

P_d : 動水壓力之合力 (t/m)

h_d : 由水面至動水壓合力作用點之距離 (m)

3.4 安定計算

3.4.1 直立部之安定計算

直立堤之堤體、合成堤之直立部、斜坡堤之上部結構、消波塊覆蓋堤之直立部等之滑動、傾覆及底面承载力之檢討應以滑動之安全率，在波壓作用時1.2以上，地震時1.0以上為標準。另外，傾覆之安全率在波壓作用時為1.2以上，地震時為1.1以上為標準。

以模型試驗能確認堤體之安全時，滑動之安全率小於1.2亦可。

1. 滑動

堤體之滑動檢討必須滿足下式：

$$F \leq \frac{fW}{P} \dots\dots\dots (3-4-1)$$

上式中

W：作用於堤體之垂直合力(t/m)

P：作用於堤體之水平合力(t/m)

f：堤底與基礎之摩擦係數

F：安全係數，平常時 1.2以上，地震時 1.0以上

2. 傾倒

堤體之傾倒檢討必須滿足下式：

$$F \leq \frac{Wt}{Ph} \dots\dots\dots (3-4-2)$$

上式中

W：作用於堤底之垂直合力(t/m)

P：作用於堤體之水平合力(t/m)

t：堤體後趾與堤體垂直合力作用線間之距離(m)

h：堤體底面至水平合力作用線間之高(m)

F：安全係數，平時為1.2以上，地震時為1.1以上

3. 基礎承載力之檢討

(1) 作用於堤體之底面反力

作用於堤體之底面反力可依下式計算：

$$\begin{aligned} \text{偏心距 } e &\leq \frac{1}{6} b \\ P_1 &= \left(1 + \frac{6e}{b}\right) \frac{V}{b} \\ P_2 &= \left(1 - \frac{6e}{b}\right) \frac{V}{b} \end{aligned} \left. \vphantom{\begin{aligned} P_1 &= \left(1 + \frac{6e}{b}\right) \frac{V}{b} \\ P_2 &= \left(1 - \frac{6e}{b}\right) \frac{V}{b} \end{aligned}} \right\} \dots\dots\dots (3-4-3)$$

$$\begin{aligned} \text{偏心距 } e &> \frac{1}{6} b \\ P_1 &= \frac{2}{3} \frac{V}{\left(\frac{b}{2} - e\right)} \\ b' &= 3\left(\frac{b}{2} - e\right) \end{aligned} \left. \vphantom{\begin{aligned} P_1 &= \frac{2}{3} \frac{V}{\left(\frac{b}{2} - e\right)} \\ b' &= 3\left(\frac{b}{2} - e\right) \end{aligned}} \right\} \dots\dots\dots (3-4-4)$$

偏心距 e 由下式求之。

$$\begin{aligned} e &= \frac{b}{2} - X \\ X &= \frac{M_w - M_h}{V} \end{aligned} \left. \vphantom{\begin{aligned} e &= \frac{b}{2} - X \\ X &= \frac{M_w - M_h}{V} \end{aligned}} \right\} \dots\dots\dots (3-4-5)$$

式中：

P_1 : 前端反力 (t/m)

P_2 : 後端反力 (t/m)

V : 垂直合力 (t)

H : 水平合力 (t)

e : 全合力之偏心距 (m)

b : 底版寬度 (m)

M_w : 垂直合力對A點之力矩 (t-m)

M_h : 水平合力對A點之力矩 (t-m)

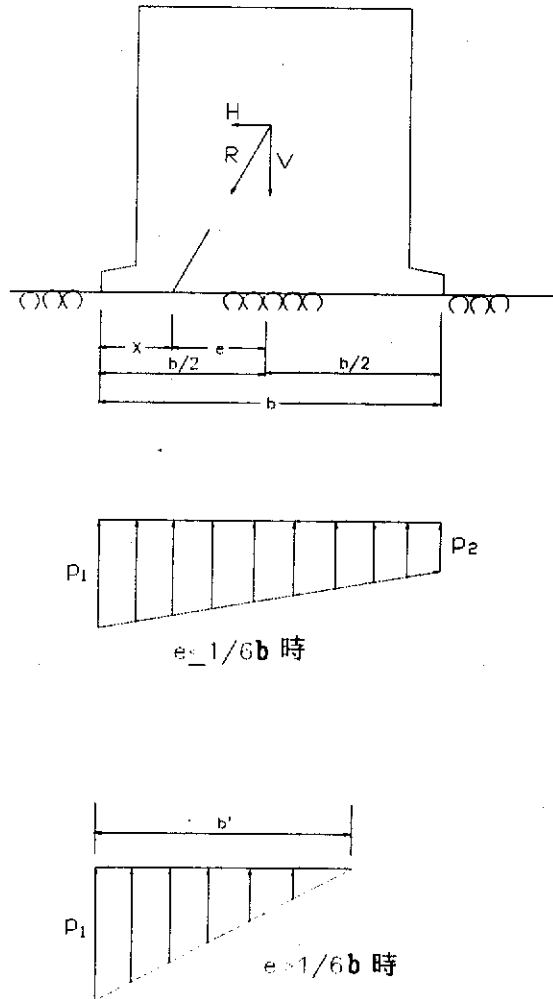


圖 3-4-1 底面反力分佈圖

(2) 基礎承载力

(a) 設置於砂質地層基礎之容許承载力，以公式(3-4-6)計算。

$$q_a = \frac{1}{F} (\beta \gamma_1 B N_r + \gamma_2 D N_q) + \gamma_2 D \dots\dots\dots (3-4-6)$$

式中：

q_a ：容許承载力(考慮水中部份所受之浮力)(t/m^2)

B ：基礎之最小寬度(圓形基礎時為直徑)(m)

D ：基礎之設置深度(m)

γ_1 : 基礎底面以下地層土壤之單位體積重量(在地下水位以下者, 用浸水單位體積重量)(t/m^3)

γ_2 : 基礎底面以上地層土壤之單位體積重量(在地下水位以下者, 用浸水單位體積重量)(t/m^3)

F : 安全係數

重要結構物 : 2.5 以上

其他結構物 : 1.5 以上

N_r, N_q : 承载力係數(圖 3-4-2)

β : 基礎形狀係數(表 3-4-1)

表 3-4-1 基礎形狀係數

基礎底面形狀	連續形	正方形	圓形	矩形
β	0.5	0.4	0.3	$0.5-0.1(\frac{B}{L})$

B: 長方形之短邊(m)

L: 長方形之長邊(m)

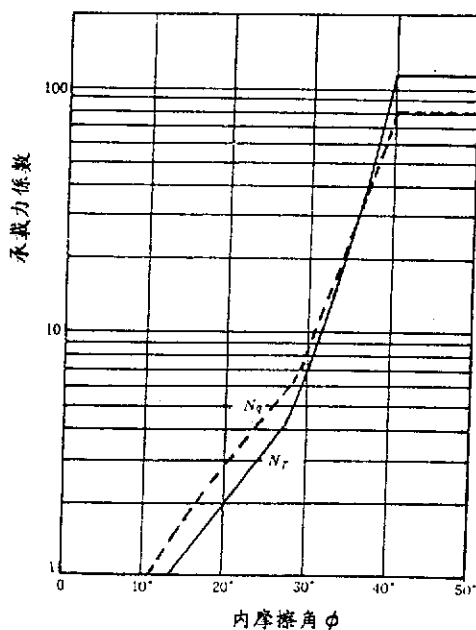


圖 3-4-2 承载力係數

(b) 粘性土壤地層中基礎之容許承载力以公式(3-4-7)求之。

$$q_a = N_c \frac{C_o}{F} + \gamma_z D \quad (3-4-7)$$

式中：

q_a ：容許承载力(應考慮水中部份所受之浮力)(t/m^2)

N_c ：承载力係數(參照圖3-4-3)

C_o ：基礎底面土壤之粘著力(t/m^2)

γ_z ：基礎底面以上地層土壤之單位體積重量(在地下水位以下者，用浸水單位體積重量)(t/m^3)

D ：基礎之設置深度(m)

F ：安全係數

重要結構物：2.5以上

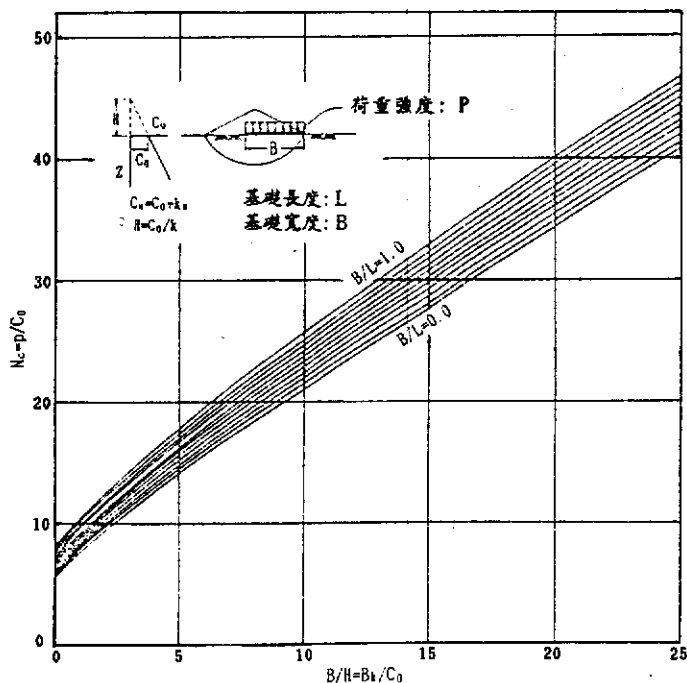


圖 3-4-3 承载力係數 N_c

(3) 承受偏心傾斜載重之基礎承载力

重力式防波堤，受自重、土壓、地震力以及波力等外力之作用，這些合力通常偏心而且傾斜，因此在檢討基礎承载力時，須以偏心傾斜荷重檢討。此時由於一般之重力式結構物為在基礎地盤上有拋石堤基所形成之複合層構造，因此檢討時須充分反映此特性。以往係採用將各種承载力計算法加以組合進行檢討，但是根據室內模型試驗、現場試驗以及現有防波堤之安定性的綜合解析結果，由於可確定以bishop法之圓弧滑動計算，較能將現象予以完整表示，因此目前以此法為準。

承受偏心傾斜荷重之基礎承载力檢討，以bishop之圓弧滑動解析為準。但是對於其他之計算法，若在相同之設計條件下，可確定有充分的承载力實績時，亦可依該法計算。

(a) Bishop法之圓弧滑動計算

此法為圓弧滑動計算法中分割法之一種，將在一般圓弧滑動計算中所忽視之分割片間之內力加以考慮，此法與一般的圓弧滑動計算法相比精度較高，但在水平之砂質地盤中，承受垂直荷重作用時，此法之安全率會過大。因此僅在偏心傾斜荷重作用時才採用此法。在此所謂偏心傾斜荷重，為荷重之傾斜率在0.1以上者。滑動面之起點為如圖3-4-4所示與荷重作用點較近之基礎端相對稱之點，此時作用於堤體底面之垂直荷重如圖3-4-4(b)(c)般，將其換算成作用於堤底面前趾與滑動面起點間之等分佈荷重，水平力作用於堤體底面。但是在計算地震時，拋石基礎以及地盤上不考慮地震力，安全率與通常之圓弧滑動計算相同，以剪力抵抗所致之抵抗彎矩與外力以及土之重量所致滑動彎矩之比加以表示。

收集現有防波堤之受災以及無受害例加以解析之結果，在波壓以及地震時，以bishop法達到安全率在1.0 以上的話，可

確定拋石基礎以及地盤之安定性。因此此時安全率以1.0為標準。但依現場試驗之結果，由於基礎之變形，隨時間之進行傾向很明顯，對於長時間作用之荷重可預測其變位將很大，為避免這種變位之增加，對受長期荷重作用之碼頭，其安全率以1.2為標準。

有關地震時，由於防波堤之災例較少，同時受害之程度亦小，其理由為地震震動方向機率對港內側與港外側作用幾乎相等，而且荷重僅為短期間之作用不致產生太大變位，因此對一般之防波堤，不須進行地震時之承载力檢討，但是對於特別是地震時之安定會成很大問題之防波堤，最好能以動態解析進行詳細之檢討。

底面反力為梯形分佈： $q = \frac{(p_1 + p_2) \cdot b}{2L}$

地面反力為三角形分佈： $q = \frac{p_1 \cdot b}{L}$

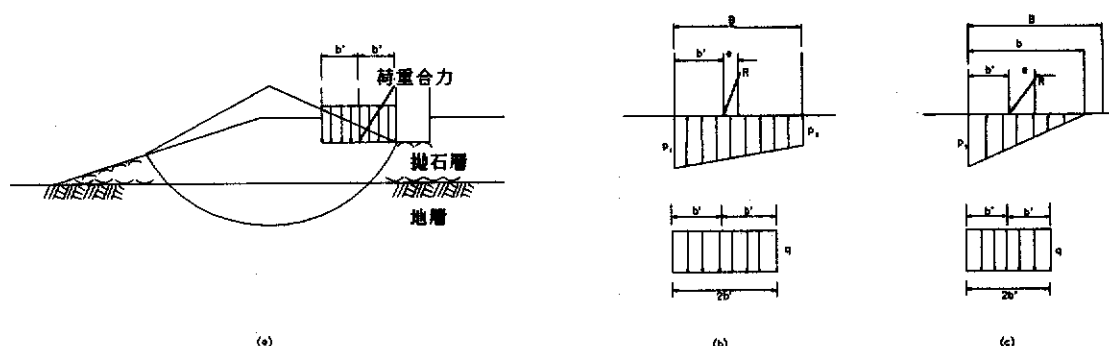


圖 3-4-4 bishop法之荷重條件

(b) 以往承载力計算式

以往基礎承载力之計算，為將各種承载力之計算法加以組合進行檢討，其中最具實績的為荷重分散法與三建法之組合，以及荷重分散法與片山、內田法之組合二種。不論何種組合，均為藉調整拋石以及基礎地盤之強度常數而使結構物之特性重現。因此對目前為止無實績之結構物即不適合採用此方法，僅能適用於具充分承载力實績之設計條件時。

(i) 荷重分散法

此為不考慮拋石寬度影響的檢討方法，以往最常被使用於作為複合層地盤承载力之檢討時。對具適當寬度之拋石基礎如堤體寬度在20 m左右範圍時具充分之實績，但是堤體寬度較10 m小時，可能會有危險之結果。

檢討方法為由二階段所構成，第一階段為檢討拋石基礎上面。首先求取拋石基礎上面之底面反力分佈，並比較此分佈之最大應力度 P_1 與容許底面反力 q_{ta} (t/m^2)，如 $P_1 \leq q_{ta}$ 即可，通常容許底面反力 q_{ta} 採用 $40 \sim 50 t/m^2$ 一定值之例較多，第二階段進行基礎地盤承载力之檢討，首先為求得基礎地盤上面之荷重分佈，將拋石基礎上面之底面反力分佈以應力加以分散，此方法如圖3-4-5 所示般分散角度取 30° ，此時基礎地盤上面之荷重分佈成梯形，其最大應力 P_1' (t/m^2)可由式3-4-8求取。

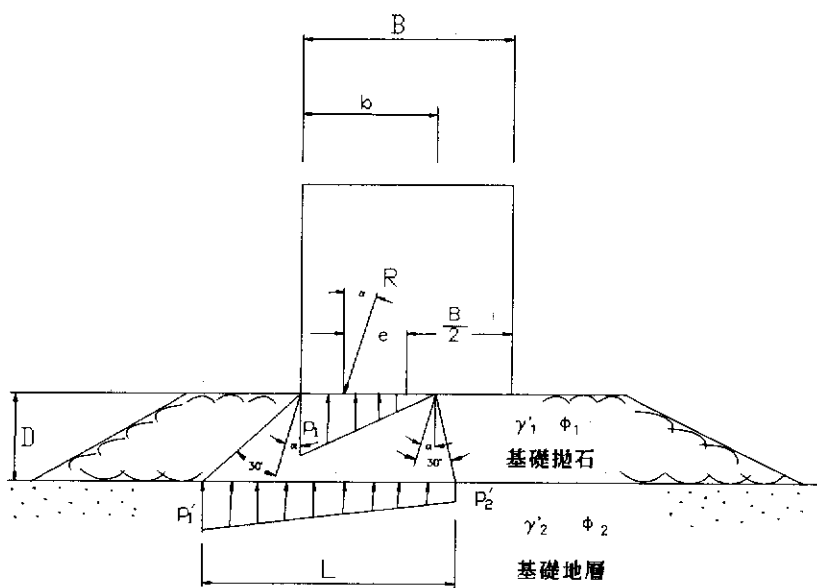


圖3-4-5 荷重分佈

$$P_1' = \frac{b}{L} p_1 + \gamma_1' D \quad (3-4-8)$$

式中：

R : 荷重之合力 (t/m)

α : R 之傾斜角 (度)

e : R 之偏心量 (m)

γ_1' : 拋石之水中單位體積重量 (t/m³)

D : 拋石基礎之厚度 (m)

B : 拋石基礎上面之堤體寬度 (m)

b : 在拋石基礎上面之底面反力分佈寬度 (m)

$$\left. \begin{array}{l} \text{三角形分佈: } b = 3\left(\frac{B}{2} - e\right) \\ \text{梯形分佈: } b = B \end{array} \right\} \dots\dots\dots (3-4-9)$$

L : 基礎地盤上之荷重分佈寬度 (m)

$$L = b + D \{ \tan(30^\circ + \alpha) + \tan(30^\circ - \alpha) \} \quad (3-4-10)$$

基礎地盤為砂質土時，將 P_1' 與式(3-4-6)之 q_a 相比較，若 $P_1' \leq q_a$ 則安全，式(3-4-6)計算 q_a 之時，堤體寬度B要採用L，拋石基礎寬度很大之時，基礎之設置深度D雖採用拋石厚度D，但其他場合要忽略設置深度之影響。而且基礎地盤之內部摩擦角 ϕ_2 ，使用與平常土壓計算時相同之值。基礎地盤為粘性土時，採用式(3-4-7)並以同樣之方法加以檢討。以上第一階段與第二階段必須同時滿足才行。另外堤體寬度很大之防波堤，沉箱底面之容許反力亦有採用 q_{ta} 為60t/m²之例。

(ii)以圓弧滑動計算之方法

此方法為以往日本第三港灣建設局所採用之方法，如

圖3-4-6(a)所示般，假設圓弧滑動面，並以分割法進行圓弧滑動計算。滑動面之起點為對稱於荷重作用點較近端之點，此時作用於堤體底面之垂直荷重如圖3-4-6(b)(c)般，換算成作用於堤體底面前趾與滑動面始點間之等分佈荷重，此荷重為垂直作用到滑動面為止，水平力作用於堤體底面。另外，此圓弧滑動面之始點，在以上述之假設進行時，可確定較其他以任何點為始點之圓有更小之安全率。地盤之內部摩擦角一般採用較通常土壓計算所使用之內部摩擦角大 5° 之值，安全率則與一般之圓弧滑動計算相同，以剪力抵抗力所產生之抵抗彎矩與外力以及土塊重量所致之滑動彎矩之比來表示。安全率在平時及異常時都在1.0以上即可。

$$\text{底面反力為梯形分佈} : q = \frac{(p_1 + p_2) \cdot b}{4b'}$$

$$\text{地面反力為三角形分佈} : q = \frac{p_1 \cdot b}{4b'}$$

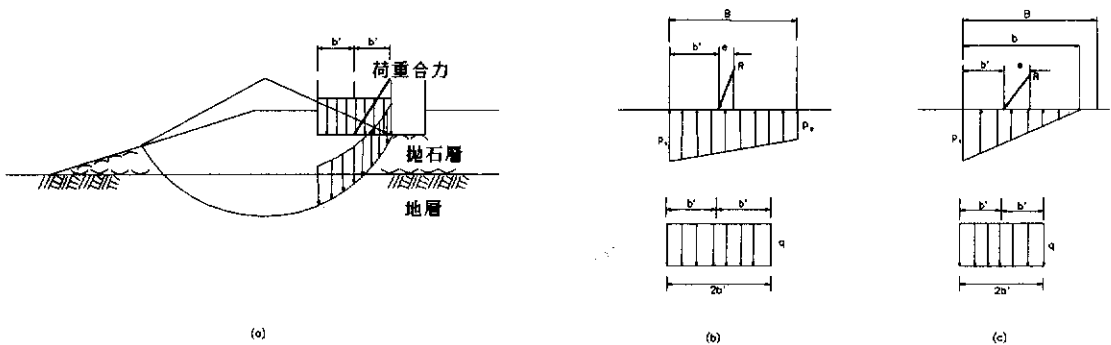


圖 3-4-6 三建法滑動面上之荷重分佈

(iii) 片山、內田之方法

片山、內田法為將原本適用於均質地盤之摩擦圓法擴充至地表面上含斜面之複合層地盤，並作成承载力係數之計算圖表。複合層地盤均為不具粘著力之等方性砂地盤與

無限長之帶狀基礎為對象。極限承载力以及安全率，以式(3-4-11)求取。

$$\left. \begin{aligned} q &= \frac{1}{2} N \gamma_1 B \\ F &= \frac{q}{V/B} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(3-4-11)$$

式中：

q ：極限承载力

γ_1 ：上層地盤之單位體積重量(水中部份為水中單位體積重量)(t/m^3)

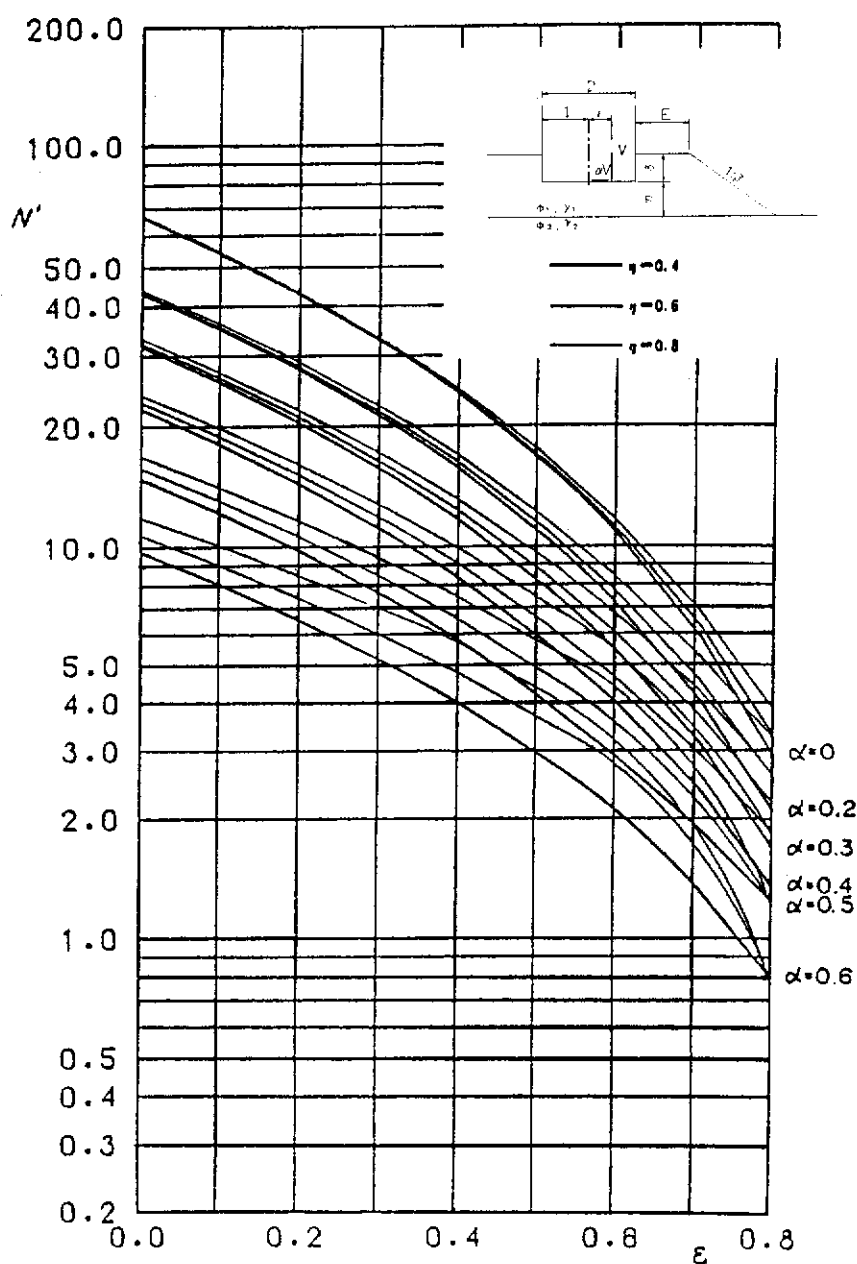
B ：基礎寬度(m)

N ：承载力係數(如圖3-4-7)

F ：安全率

V ：偏心傾斜荷重之垂直成分(t/m)

另外，片山、內田建議採用此法時之內部摩擦角，採用較通常土壓計算所用之內部摩擦角大 5° 之值，此時安全率在平常時及異常時均為1.0以上即可。



$\xi \neq \infty, \delta \neq 0$
 $N = N'(1+x)$
 $\beta = 1.5$ 時 $x = -0.280 - 0.147\alpha - 0.0195\varepsilon - 0.324\eta + 0.0728\xi + 0.669\delta$
 $\beta = 2.0$ 時 $x = -0.292 - 0.120\alpha + 0.0266\varepsilon - 0.288\eta + 0.0682\xi + 0.726\delta$
 ($\phi_1 = 45^\circ, \phi_2 = 45^\circ, \xi = \infty, \delta = 0, r' = r_2/r_1 = 1$)

圖3-4-7 片山內田法承受偏心傾斜荷重之複合層地盤上帶狀基礎之承载力

3.4.2 堤基部之安定計算

1. 合成堤以及斜坡堤，須檢討堤基部之整體滑動及部份滑動。

滑動之檢討以對通過港內側所有之直線滑動面進行(如圖3-4-8)，滑動之安全率應在 1.2 以上。此時所須考慮之外力為波力、靜水壓、浮力、自重。

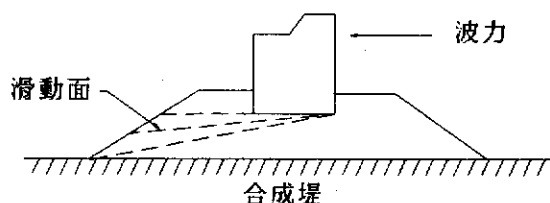


圖 3-4-8 斜坡部之滑動面

當假設直線滑動面時，對直線滑動面之破壞安全率可以式(3-4-12)計算(如圖3-4-9)

$$F = \frac{\sum \{CL + (W' \cos \alpha - P \sin \alpha) \tan \Phi\}}{\sin \alpha \sum W' + \cos \alpha \sum P} \dots\dots\dots (3-4-12)$$

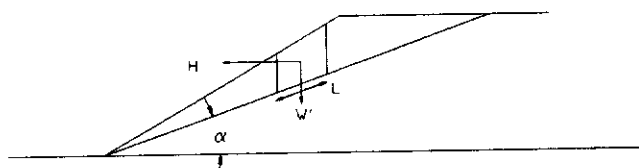


圖 3-4-9 直線滑動面

式中：

- F：滑動安全率
- C：土壤之黏著力(t/m²)
- Φ：土壤之內部摩擦角(度)
- L：分割片之底邊長(m)
- W'：分割片之有效重量(水中部份為水中重量)(t/m)
- α：分割片之底邊傾斜度
- H：作用於斜面之水平力(水壓、地震力、波壓等)(t/m)

直線滑動之安全率，以平時1.2以上，地震時1.0以上為標準

2. 覆蓋消波塊所需重量以及層厚

覆蓋消波塊除應對波力有充分安全之重量外，並應有使內部材料不被吸出之厚度。

覆蓋層非為亂拋，而為整放及砌石之時，可由主任工程師之判斷加以決定所需重量，亂拋時，層厚以2層為標準。

(1) 斜坡堤之覆蓋材料所需重量，可依Hudson公式計算求出。

受波力作用之斜坡面結構物之表面斜坡，覆坡塊石或型塊所需重量可依式(3-4-13)加以計算。

$$W = \frac{\gamma_r H^3}{K_d (S_r - 1)^3 \cot \alpha} \dots\dots\dots (3-4-13)$$

式中：

W ：拋石亦或混凝土塊之最小重量(t)

γ_r ：塊石或混凝土塊之空中單位體積重量(t/m^3)

S_r ：塊石亦或混凝土塊對海水之比重 $S_r = \gamma_r / \gamma_w$

α ：坡面與水平面之角度

γ_w ：海水之單位體積重量 (t/m^3)

H ：設計波高，為構造物設置水深處之示性波高($H_{1/3}$)

K_d ：依覆蓋材及破壞率所決定之係數。但是對在靜水面下1.5H深之覆蓋石可以採用比式3-4-13為輕之重量。(如圖3-4-10)

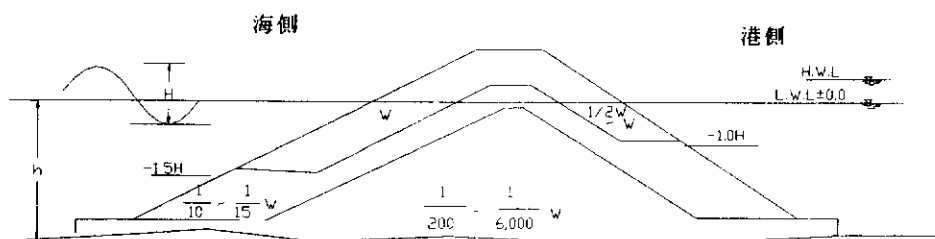


圖 3-4-10 斜坡堤標準斷面

此計算公式為1959年Hudson為取代Iribarren-Hudson式而發表的。係根據很多的室內試驗結果以及現場之使用實績加以確認，坡面覆蓋材所需重量可依此公式計算。但儘管如此，由於影響覆蓋材安定性的原因很多，同時變動性亦大，因此對於重要設施等須根據條件而以適宜的試驗加以檢討後再決定。

另外，對於現場亦或相同條件處之施工例，如有受災例可作為參考，可將依Hudson計算所得之值加以修正。

(a)設計波高

由於本計算式為根據規則波的試驗結果所提出的，因此，對於實際之不規則波的作用適用性，究竟應使用何種波高即為一問題，但是在拋石亦或型塊所構成之結構物中，並非由不規則波群之最高波 H_{max} 之一波的作用而導致破壞，而係由大小波浪之連續作用而逐漸形成破壞，此與以往之實績相比較，Hudson式之波高 H ，應代表不規則波群之規模。因此應採用坡面設置位置的示性波高為準。但是當水深在相當深水波高之0.5倍以下時，可以使用相當深水波高之0.5倍水深處的示性波高。

(b) K_d 值及破壞率

係數 K_d 在Hudson式中為表示拋石或型塊之種類、堆積方式、波浪特性等之影響係數，其值隨這些因素而變化，同時隨容許破壞程度亦會不同。因此，設計採用之 K_d 值，須根據模型試驗之結果加以適當的決定。但是，在採用示性波相對應之規則波的試驗結果與不規則波試驗結果相比較之例中，不規則波之作用較規則波較具破壞之傾向，因此試驗應以不規則波進行。

破壞率為在充分之作用時間內，目標區域內之石塊或型塊之移動總數或傾覆個數之百分比，表3-4-2為美國陸軍工程

兵團海岸工程研究中心(CERC)之1984年版之各種覆蓋材之Kd建議值。圖3-4-11為Hudson公式之護坡材料重量計算圖。圖3-4-12為對單位體積重量不同之材料所應考慮之修正係數。

表3-4-2 各種塊石及混凝土塊之Kd值

名 稱	層數	堆積法	堤 身		堤 頭		
			KD		KD		坡 度
			碎 波	未碎波	碎 波	未碎波	Cot θ
塊 石 圓滑塊石	2	亂 拋	1.2	2.4	1.1	1.9	1.5~3.0
圓滑塊石	3	亂 拋	1.6	3.2	1.4	2.3	1.5~3.0
菱角塊石	2	亂 拋	2.0	4.0	1.9 1.6 1.3	3.2 2.8 2.3	1.5 2.0 3.0
菱角塊石	>3	亂 拋	2.2	4.5	2.1	4.2	1.5~3.0
菱形塊及 (Tetrapod) 四角塊 Quadripod	2	亂 拋	7.0	8.0	5.0 4.5 3.5	6.0 5.5 4.0	1.5 2.0 3.0
鼎形塊 (Tribar)	2	亂 拋	9.0	10.0	8.3 7.8 6.0	9.0 8.5 6.5	1.5 2.0 3.0
鼎形塊	1	整 砌	12.0	15.0	7.5	9.5	1.5~3.0
道拉斯塊 (Dolos)	2	亂 拋	15.5	31.8	8.0 7.0	16.0 14.0	2.0 3.0
修飾方塊 (Modified cube)	2	亂 拋	6.5	7.5	-	5.0	1.5~3.0
六腳塊 (Hexapod)	2	亂 拋	8.0	9.5	5.0	7.0	1.5~3.0

至於目前在日本，根據實際港灣工程所採用之Kd值(堤身部)加以整理如表3-4-3。由於不考慮堆放層數或堆放方式，以及不區分碎波及非碎波，因此即使是同一種混凝土塊其Kd值有一適用範圍。

表 3-4-3

名 稱	Kd值範圍
中空三角形塊	7.6
菱 形 塊	7.2~8.3
道拉斯塊(Dolos)	20.0~22.0
六 腳 塊	7.2~8.1

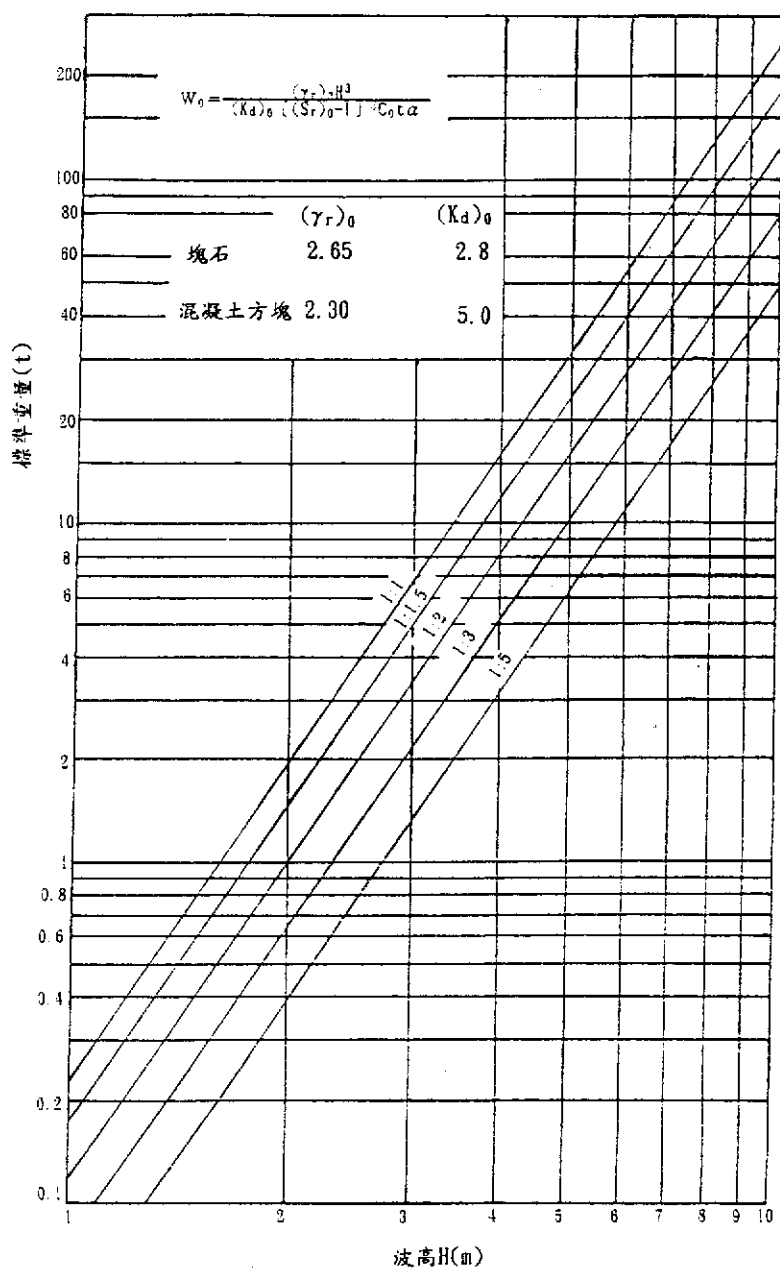


圖3-4-11 護坡塊重量計算圖

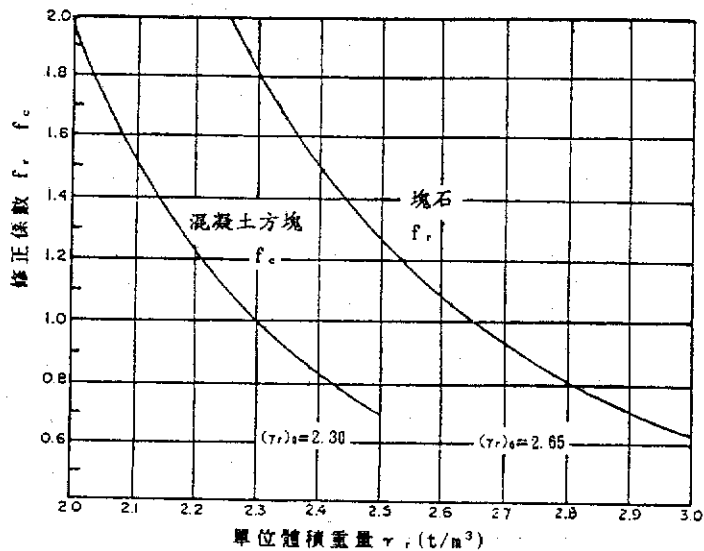


圖 3-4-12 護面塊重量計算圖(比重修正係數)

(c) 堤頭部重量之加成

由於堤頭部承受各方向來襲之波浪，所以斜坡覆蓋材往背面傾覆翻倒之危險較大，因此，堤頭部所使用的拋石及混凝土消波塊須使用較Hudson式計算值為大之重量。

雖然Hudson建議堤頭部拋石應增加10%、混凝土塊增加30%之重量，但此種程度依然不足，至少須使用較Hudson式之重量大1.5倍之拋石以及混凝土塊。

(d) 水面下覆蓋材重量

由於斜坡堤水面下波浪作用較弱，因此在靜水面下 $1.5H_{1/3}$ 以下處可使用重量較小之覆蓋材。

(e) 對波向之修正

有關波向之影響檢討例較少，尚未充分了解，故除了以試驗加以確認者外，通常對波向不加以修正。

(f) 混凝土塊之強度

異型混凝土塊除了對設計波之作用須確保所要之重量外，型塊本身亦須有充分的結構強度。

(g) 暗礁上消波塊之安定性

暗礁上消波塊之安定性受暗礁斜坡寬度之距離以及暗礁上之水深等之影響很大，因此須充分考慮而設計。

(h) 頂端高程低的斜坡堤之安定性

背後無壁面之支撐，而且堤頂高程低之斜坡堤的消波塊，頂端面特別是背後側之消波塊很易破壞須特別注意。

(i) 陡坡上之消波塊的安定性

海底坡度陡同時又有呈卷狀之碎波時，隨消波塊之形狀會有強力之波力作用，須將此加以考慮，而進行適宜之檢討。

(2) 合成堤拋石基礎之覆蓋石以及方塊所需重量

合成堤拋石基礎覆蓋材為維持安定所需之重量，依波浪因素及設置水深、拋石基礎厚度、前肩寬、斜坡坡度等之基礎形狀、覆蓋材之種類及堆積方式等而不同，特別是波浪之因素與拋石基礎形狀對Hudson式之影響很顯著，應將此加以考量，須以符合條件之模型試驗結果亦或根據合適的計算式加以計算，亦須充分注意波浪之不規則性影響。

合成堤之拋石基礎覆蓋材所需重量可依式(3-4-14)加以計算。

$$W = \frac{\gamma_r H^3}{N_s^3 (S_r - 1)^3} \quad (3-4-14)$$

式中：

W ：石塊或混凝土塊所需重量(t)

γ_r ：石塊或混凝土塊之空氣中單位體積重量(t/m³)

S_r ：石塊或混凝土塊對海水之比重 $S_r = \gamma_r / \gamma_w$

H ：設計波高

N_s ：因波浪條件、拋石基礎形狀、覆蓋材之特性等而決

定之安定係數。通常應依條件而以模型試驗加以決定，或以圖3-4-13或由Tanimoto公式估算之。

$$N_s = \max \left\{ 1.8, 1.3 \frac{1-k}{K^{1/3}} \frac{h'}{H_{1/3}} + 1.8 \exp 1.5 \frac{(1-k)^2}{K^{1/3}} \frac{h'}{H_{1/3}} \right\}$$

$$\text{其中： } K = \frac{\frac{4\pi h'}{L'}}{\sinh(\frac{4\pi h'}{L'})} \sin^2 \left(\frac{2\pi B_1}{L'} \right)$$

h' ：塊石所在位置水深

L' ：爲在 h' 處之波長

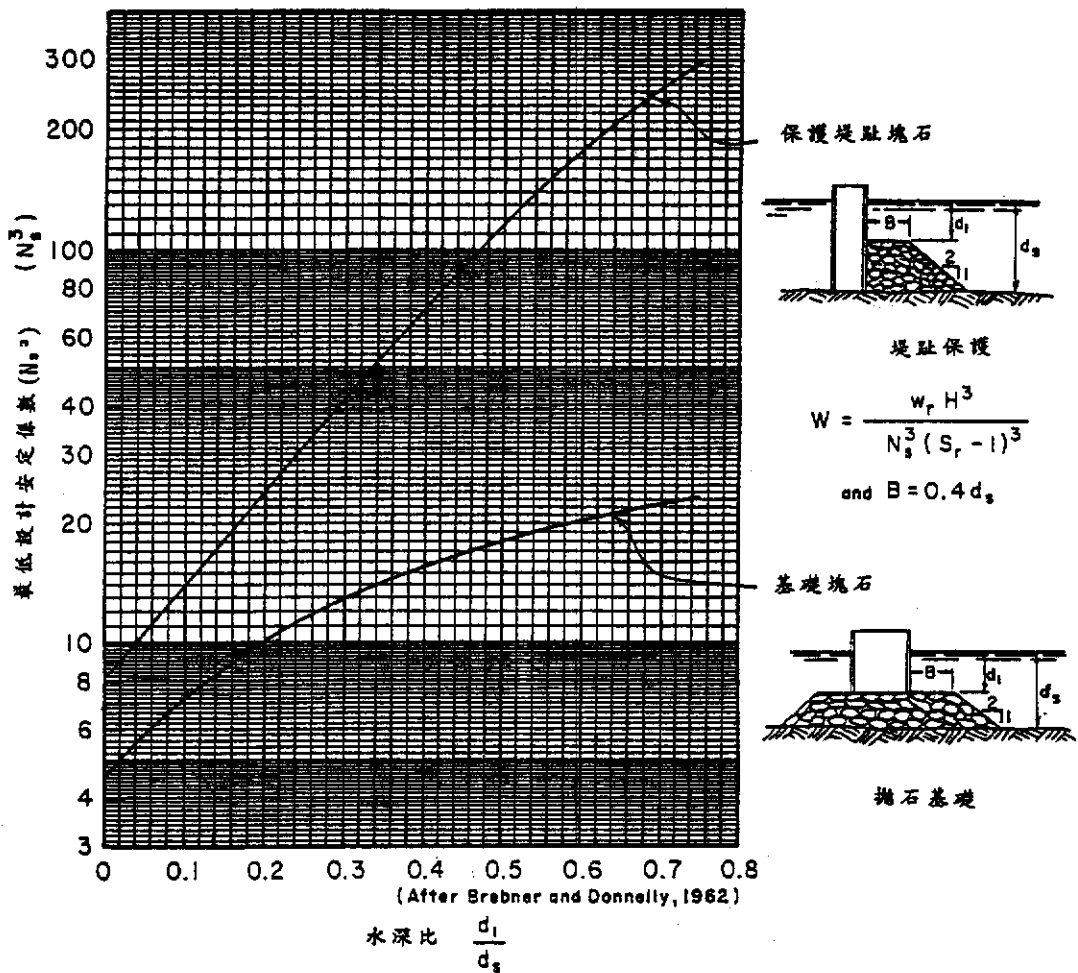


圖 3-4-13 護基以及拋石基礎覆蓋石之安定係數

此公式為Hudson在作坡面覆蓋材之安定性檢討時，所使用之公式。Brebner. Donnelly 將其作為直立堤之拋石基礎所需重量計算之基本式後被廣泛地使用。由於在理論上之驗證具有相當程度之可靠性，因此可以此式作為計算合成堤拋石基礎覆蓋材所需重量的計算。但是，安定係數 N_s 隨水深、波浪條件、拋石基礎形狀、覆蓋材之特性等而不同，因此須依條件以模型試驗等加以決定，另外，設計計算所使用之波高通常為示性波高，模型試驗應以不規則波來作。

3. 內部材料所需重量

合成堤覆蓋材下之拋石及型塊所需重量，以覆蓋材重量之1/20以上為原則，其下之石塊重量，再為其1/20以上為原則。但斜坡堤最好能在1/10~1/15以上。

3.4.3 堤體整體之安定計算

在軟弱地層上構築防波堤時，須對堤體進行圓弧滑動以及沉陷之檢討，若不安定時，則進行地層改良等對策。

1. 圓弧滑動之安全率，在不受波壓作用時為1.3以上，受波壓作用時為1.0以上為準。另外，對受波壓時之圓弧滑動，若能以Bishop法確認偏心傾斜載重之安定性時不必檢討。

2. 堤體整體安定計算所採用之潮位，為其安全率最小時之潮位。

3. 沉陷量

雖然防波堤即使發生沉陷對其功能並無影響，但在現實上，因返復荷重所致之殘留變位，由於殘留變位之累積，會產生較大的不均勻沉陷之危險，將導致堤體之損傷，因此依需要應進行沉陷之檢討。

基礎地層僅由砂層構成，雖會有瞬間沉陷，但此種沉陷大多為

在施工中所發生，而基礎地層存在粘土層時，完成後因壓密沉陷將持續慢慢進行，不論如何，當結構物為大型時，沉陷亦將變大，將損害結構物之功能，特別是隨著沉陷，結構物之傾斜太大時，此種傾向更強，瞬間沉陷所致構造物的傾斜量，可以假設地層之彈性係數，將地層當作彈性體來檢討，壓密沉陷所致構造物之傾斜量應依壓密理論之計算法加以檢討，另外為進行詳細之解析時，可以有限元素法進行數值解析。

3.4.4 堤頭、轉角處之安定計算

1. 堤頭之消波塊以及覆蓋方塊，應較堤幹部之覆蓋材料重量為大。

直立堤或合成堤之堤頭部與堤幹部相比，由於基礎之沖刷與作用之波力仍有不明之處，覆蓋材之重量，最好採用較堤幹部為大。另外，斜坡堤或消波塊覆蓋堤之堤頭應採用較堤幹部大 1.5 倍以上之覆蓋材構築成圓形。

2. 在軟弱地層時，亦應檢討防波堤法線方向之滑動。此時，可考慮側向摩擦抵抗，但安全率以 1.3 以上為標準。
3. 堤頭設置燈塔時，須就作用之地震力、波力以及風壓力進行安定計算。

堤頭部設置燈塔時，應使燈塔設置後堤體亦屬安全。另外為維持燈塔之功能，亦應考慮設置必要之附屬設施。

4. 轉角處之設計時，須考慮波高之增大。

在轉角處之直立堤、合成堤的法線形狀，除了能使波浪集中外，由法線各方來的反射波之重合，使周邊之波高增加，亦有造成受害之例，因此在決定法線形狀以及安定計算時，須充分檢討。

第四章 細部設計

4.1 直立堤

通常直立堤在細部設計時應考慮以下事項：

1. 沉箱及空心方塊之封頂混凝土厚度通常應有30cm以上，在波浪較大之處應有50cm以上。
2. 應考慮堤面混凝土與堤身之一體性，法線方向每隔10m至20m間隔應設伸縮縫、若為沉箱型式時，應在每座沉箱間設一伸縮縫。
3. 方塊式直立堤使用之方塊應盡量製作大型，尤其最下層之方塊，應以一個方塊為單位，不宜設置伸縮縫。
4. 就安定而言，空心方塊最下段加設基腳較為有利。
5. 單塊式混凝土堤應以每5~10m間隔為一區段，以防止因收縮及不均勻沉陷而發生之龜裂。

4.1.1 沉箱式直立堤

1. 沉箱隔艙普通用配比較差之混凝土、混凝土方塊、石塊、石子與砂粒、礦渣等材料填充，惟應考慮工程費、施工條件、自然條件等因素而決定。通常填充料採用砂較多，但應注意其表面應被封頂混凝土完全覆蓋。礦渣依其種類會有吸水、膨脹之現象，因此採用礦渣時，須注意材質及處理方法。
2. 封頂混凝土之厚度，應考慮波浪條件，施工條件而慎重決定，本節所示之值為由過去之實例所決定，若波浪條件惡劣且以封頂混凝土之狀態長期放置時，取 1.0 m 之例很多，在波浪較大處如採用預鑄混凝土封頂時，其與沉箱孔隙間所填充之場鑄混凝土會被波浪掏走，隔間填充之砂亦會被吸出。故應在封頂下面鋪30cm~50cm厚之碎石層為宜。另外在波浪較大處，偶有封頂混凝土受波浪作用而龜裂導致填充砂被吸出，因此亦有在封頂混凝土與填充砂間鋪設帆布之例。

3. 堤面混凝土應與堤身打成一體。波力強處應採用品質好之混凝土(強度在 175 kg/cm^2 以上)。同時為增加沉箱與堤面混凝土之一體性，應使堤面混凝土嵌入沉箱內或設凹凸楔樁，或在接縫埋入鋼筋或型鋼為宜。
4. 直立堤之基礎極易被沖刷，故在基礎非岩盤處，護基保護設施應徹底而完善。若基礎為岩盤，一般多用麻袋混凝土填平，所採用之混凝土之配比為單位水泥用量應在 300kg/m^3 以上。

4.1.2 方塊式直立堤

1. 方塊有水平與傾斜兩種疊法，一般以施工容易之水平疊法為多，但亦有在侵蝕作用與下陷嚴重或水深較淺之處採用傾斜疊法。此時，應俟方塊完全下陷後再進行堤面混凝土施工。水平疊法應注意上下之接頭互相錯開，以確保堤之一體性。傾斜疊法之傾斜角度通常與水平成 $50^\circ \sim 80^\circ$ 。
2. 防波堤法線方向之縱斷面其接頭以儘量錯開為妥。
3. 為防止方塊滑動，方塊頂面與底面通常作成凹凸形楔樁如圖4-1-1所示。突出寬度多為 50cm ，突出高度為 20cm 。防止方塊滑動之方法，可預將方塊留孔，俟方塊疊成後填充混凝土或插入鋼筋或舊鋼軌，然後灌入水泥砂漿。如孔太小效果不大，孔太大則破壞方塊。為防止方塊之滑動亦有採用消波方塊之例。

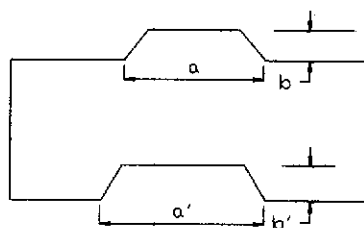


圖4-1-1 凹凸形楔樁

4.1.3 空心方塊直立堤

1. 空心方塊用配比較差之混凝土或石子填充，若用混凝土填充，則空心方塊直立堤可成爲一整體性之結構。
2. 空心方塊疊成二層時缺乏整體性，故儘量以一層爲宜。不得已疊成幾層時，可在橫斷面之水平接縫將空心塊之牆作成凹凸形狀使上下充分楔合。又可將前牆或後牆作成凸形使上下空心塊成爲一體。
3. 小型者可用起重船或搬運船施工，惟大型者需利用漂浮法，或特殊之臨時性底蓋，壓入空氣後可浮起曳航。
4. 用石子填充時，爲防止石子被淘出，空心方塊亦有置底板者。

4.1.4 單塊式混凝土直立堤

1. 灌築混凝土之方法有數種，如用吊車灌水中混凝土法、預疊混凝土法、利用乾施工法等。如不利用乾施工法時，應儘量採用預疊混凝土法，以確保良好之混凝土品質。
2. 基礎稍有凹凸之情形亦無妨，惟應除淨岩盤之砂、石片與海草等，俾與混凝土密接，模板接觸部份應削平俾得良好之接觸。如基礎爲甚堅之地盤，且凹凸難以鑿平時，可依照其形狀就地架立模板，使堤底澆築時有良好之接合。

4.2 合成堤

1. 直立堤部份請參照直立堤。
2. 爲使拋石堆放緊實，因此最好先行拋放後使其經歷一大浪惡劣季節爲宜，如此將減少安放直立堤後之下陷。
3. 防波堤因沖刷作用而受災之例甚多，故波浪較大處計算結果認爲必要時，或有沖刷可能之處，應作防止沖刷之對策或護面保護。防止沖刷之方法有下列各種：堆石、堆方塊、鋪瀝青襯墊、鋪(不)織布、沉床、鋪柏油砂坡面等保護坡面等。

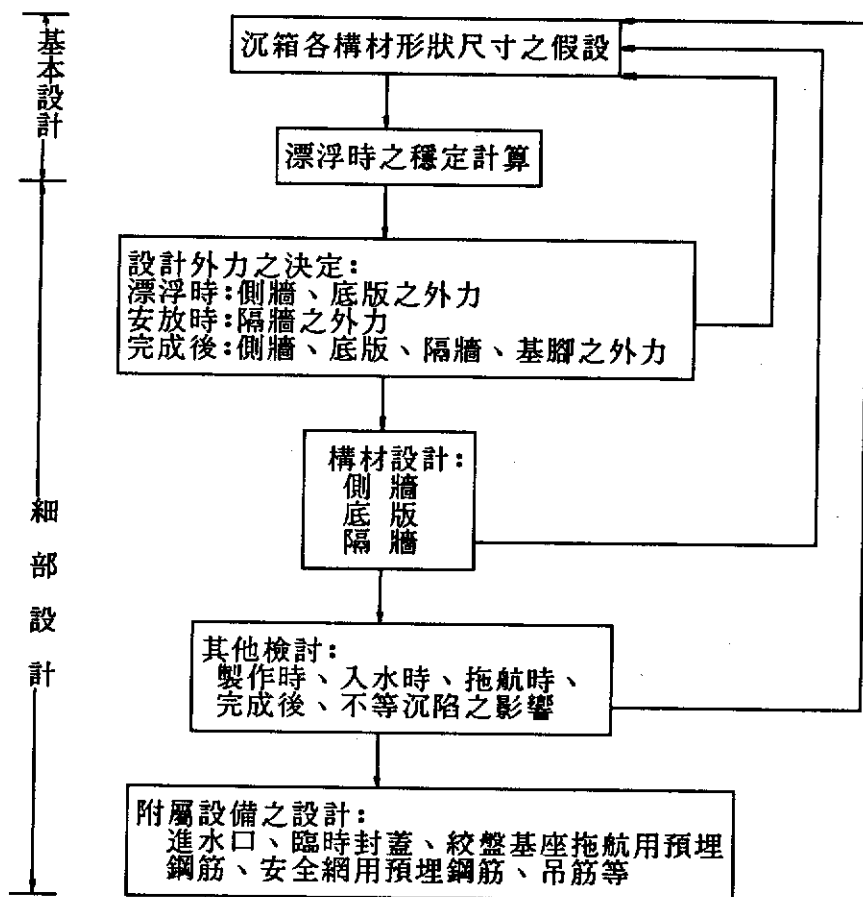
4. 爲使直立堤能直立安放，堆石縫內應填入小石子以求基礎之平整。如基礎凹凸情形嚴重時，對沉箱底版將有不良影響，所以基礎整平寬度在直立堤兩側需適當加寬。如有護基方塊及覆蓋石時，該部份亦需整平。

4.3 斜坡堤

1. 斜坡堤之基礎依需要應設置防止沖刷及吸出設施。斜坡基礎有沖刷危險時，應在該處作保護設施。諸如：堆塊石、堆方塊或鋪設瀝青襯墊、鋪(不)織布、沉床等。
2. 通常拋方塊或拋石斜坡堤上設置結構物時，結構物之基礎應以小石子或小型混凝土塊填充。
3. 斜坡堤表面施工時應留意使表層覆蓋材料互相楔合，尤其堤頂工作應特別細心施工。
4. 斜坡堤甚易被波浪衝擊以致塊石散落，故維護補修工作應特別細心施工。
5. 爲防止砂之滲透可在斜坡堤內部設置版樁、方塊等方式，亦或採用粒徑分佈較大範圍之石料作爲堤心料或拋於港內側之坡面。
6. 用柏油砂覆蓋時，其配合比應考慮施工場所、自然條件，依所須之流動性及強度進行配合試驗而決定。
7. 地盤軟弱之處，堆石或方塊數量因下陷或楔入地層，因此所須數量將較原斷面增多。地盤良好之處，由於波浪衝擊使堆石散落或壓實，故通常仍需考慮拋石量之增加。

4.4 沉箱

沉箱設計之一般程序如下：



4.4.1 設計外力

1. 短期荷重

下列條件時之設計外力，得視為短期荷重，其容許應力應依規定加成。

(1) 安放時

沉箱安放自進水開始至就位，通常於一小時內完成，較地震時之受力雖長，但受影響者以內隔牆為主。隔牆由於內外之水位差而受彎矩，但填充完成後彎矩之影響消失，不致長久存在，而僅有拉力作用，所以可視為短期荷重考慮。

(2)地震時

(3)填充物爲混凝土，拖航時間短不作暫時漂浮儲泊時

沉箱如以混凝土填充，沉箱僅爲模板之作用，稍有龜裂並無妨礙。但沉箱拖航需時在五小時以上，或製作完成後有浮儲之情形時，爲考慮受突發性之暴風可能發生意外事故，則需按長期載重設計。

2.製作時之外力

在乾塢或浮塢製作沉箱時，由於各構材均未承受任何外力，因此不需檢討其外力。在滑道或製作臺上製作沉箱時，須以千斤頂移動沉箱，或將沉箱移置在下水臺車上時，受其自重之作用，爲一集中荷重。視沉箱全體爲一承受集中載重之樑檢討。

3.下水及漂浮時之外力

在乾塢、浮塢或一般滑道製作沉箱時，底版及側牆其所受外力爲將其靜水壓依吃水深度加約1.0m 超高計算，但在下水時，如有短暫超過此靜水壓作用之可能時，應另行檢討。此時，隔牆之受力可不予檢討，而側牆則成爲承受三角形的靜水壓分佈，底版則承受自重與由下而上的靜水壓差。如在沙灘製作時，下水之外力應在加以考慮底版懸空時之受力。

4.拖航時之外力

(1)沉箱在拖航中，所受靜水壓、動水壓及波壓之影響，可省略不檢討。

由於沉箱在浪高時，通常均不進行拖航，而在拖航時，沉箱所承受之靜水壓、動水壓及波壓影響，均在浮游時之餘裕水深1公尺所包容之範圍內，因此除特殊狀況外，不須另行檢討。

(2)拖航時之拉力應以適當之計算式加以計算。

(a)拖航時之水壓

沉箱拖航一般受壓力抵抗及造波抵抗。通常避免在有浪時拖放沉箱，所以以吃水深度加 1m 超高計算沉箱之強度已足夠涵蓋此種影響因素，故可不必再予核算沉箱在拖航中，所受靜水壓、動水壓及波壓之影響。

(b)拖航時之拉力

一般沉箱之乾舷不大，且在強風時不拖航，所以可不考慮風之抵抗僅考慮流体抵抗。流体之抗力係數(C_d)隨與水流方向垂直面形狀之不同而異，但一般以採用對長方形板者計算。拖航速度通常為每小時2~2.5海浬，如以大馬力拖航，其拖航速度大約為每小時3 海浬。

沉箱拖航時之拉力，由公式(4-4-1)計算並參考圖4-4-1。

$$T = \frac{\rho}{2g} C_d V^2 A \dots\dots\dots(4-4-1)$$

T：牽引力(t)

g：重力加速度， $g=9.8\text{m/sec}^2$

C_d ：抗力係數

V：拖航速度(m/sec)

A：沉箱前進方向之浸水面積(m^2)

$$A=a(D+\delta)$$

D：吃水深度(m)

δ ：前面水位(m)

L：沉箱長度(m)

a：沉箱寬度(m)

ρ ：海水密度， $\rho=1.03\text{t/m}^3$

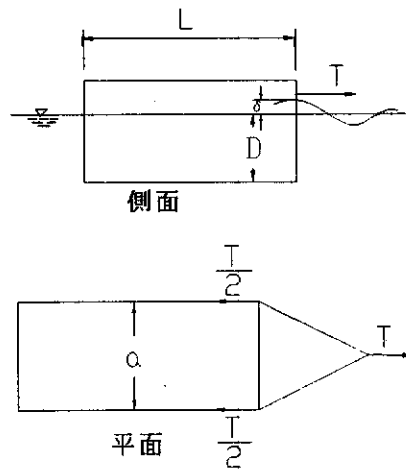


圖 4-4-1 拖航時之拉力

5. 安放時之外力

(1) 不須檢討外牆及底版。由於沉箱安放時所受之外力，較漂浮及安放後所受荷重為小，因此可不予核算。

(2) 隔牆須考慮施工條件，隔牆所受外力為隔牆間水位差。

沉箱安放時之進水方法有幫浦法及閘門法。以閘門進水，水位差可考慮為 1 公尺，已相當安全。以幫浦進水，應適當控制幫浦水管移動，其水位差應在 1 公尺以內。若水位差超過 1 公尺以上，可能使 20 公分厚單排鋼筋隔壁發生龜裂。

(3) 相鄰隔艙填充時，應注意均勻填充以避免產生不平衡問題。

安放後的沉箱，在填充料作業完成後，通常均儘快打設封頂混凝土，以防波堤而言，由於施工計畫亦或地區性之考慮，有時僅打設封頂混凝土，或逕行打設 1m~3m 厚堤面之狀態暫時將其放置，所以安放後應檢討下列三種情況，即 (1) 打設完封頂混凝土之狀態，(2) 堤面完成至某種程度之狀況 (施工時)，(3) 胸牆全部完成時之狀態。不過考慮台灣地區由於易受颱風之侵襲，施工時不應僅完成封頂混凝土即予放置，否則極易因颱風而使整個構造物受損。

6. 完成後之外力

(1) 側牆

作用於沉箱側牆之外力應考慮內部土壓及內部水壓，此外，防波堤之沉箱，其海側側牆應考慮波力之作用。

(2) 底版

由側牆、隔牆所固定之底版部在設計時，須考慮底面反力、靜水壓力、揚壓力、填充料重量、封頂混凝土重量、底版重量以及載荷重。此外，由於這些合成荷重，通常都呈現不規則之形狀，因此設計時，可將此分佈換算成適當的均佈荷重與三角形荷重來計算。

(3) 基腳

作用於基腳之荷重應考慮底面反力、基腳重量(須考慮浮力)以及基腳上之載荷重。

(4) 隔牆

(a) 爲防止側牆與隔牆之脫離，應考慮作用於側牆之內部土壓與內部水壓作用於隔牆與側牆之接合部。

(b) 爲防止底版與隔牆之脫離，所應考慮之荷重爲作用於底版之填充料重量、載荷重、底版重量、封頂混凝土重量、底面反力、靜水壓力、揚壓力作用於隔牆與底版之接合部。

當整個結構體完成後，對防波堤來說，須檢討平常時、波壓作用時、地震動水壓之作用時對結構物之影響。波壓之檢討爲當設計波浪來臨時，所帶給沈箱各構材之作用力，特別是沈箱底版所產生之反力。而側牆之設計，以往均以填充料與沉箱內外水位差所產生之水壓力與內部土壓力之合力爲主，而不將波力當作設計荷重，此乃因當外面之波壓作用時，沉箱內部之填充料之反應不甚清楚，而

內部填充料所產生之反力亦將波力相互抵銷之考慮。近年來，在波高很大，潮差亦大之地，有因波壓致側牆被破壞之情形發生。所以波壓之作用對側牆之影響，亦應加以檢討。波壓作用之檢討，應就波峰及波谷產生之狀態，分別加以檢討，以便確實掌握作用於底版之反力。

地震之檢討，在此以動水壓外力來考慮。

以上即為沉箱各部構材，在各種狀況時，所可能承受之各種作用外力，至於詳細之檢討，則在各構材之設計時再予說明。

4.4.2 彎矩之計算

1. 底版

- (1) 底版以四邊固定平版計算。
- (2) 基腳以懸臂版計算。
- (3) 四邊固定平版計算所採用跨度為中心間距。
- (4) 基腳之計算斷面取支承前端之全斷面。
- (5) 主鋼筋保護層厚度，以外側7cm 以上，內側5cm 以上為原則。

2. 側牆

- (1) 原則上，側牆以三邊固定一邊自由之平版設計。
- (2) 邊長比1:5 以上之側牆，可依1:5 版來設計。
- (3) 側牆固定邊如有不平衡彎矩時，可依側牆之剛度比例分配。
- (4) 側牆與底版間之不平衡彎矩，可不加以分配，仍按原值計算。
- (5) 計算所採用之跨度為中心間距。
- (6) 主鋼筋保護層厚度，以外側大於7cm，內側大於5cm 為原則。

3. 隔牆

- (1) 安放時，依三邊固定一邊自由之平版計算。
- (2) 安放後，應檢討隔牆與側牆及底版之脫離現象。

(3)計算所採用跨度為中心間距。

(4)主鋼筋保護層厚度，以5cm 以上為原則。

4.其他

為考慮沉箱移動時以千斤頂等抬起，亦或安放後之不均勻沉陷等引起之不均勻支承狀態現象，可視沉箱整體為樑，以下列任一方法檢討之：

(a)根據考慮鋼筋後之有效換算斷面，核算鋼筋及混凝土之應力。

(b)以拉力荷重亦由混凝土抵抗，依據混凝土拉應力強度，不得超過 $0.06f_c'$ 。

另外，對底版應檢討貫穿剪應力。

5.版之解析

連續或固定薄版之彈性微分方程如公式(4-4-2)所示。

$$\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = \frac{P}{D} \dots\dots\dots(4-4-2)$$

式中：

w ：撓度 (m)

P ：載重強度 (t/m^2)

D ：版之剛度 ($t.m$) $D = \frac{Et^3}{12(1-\nu^2)}$

E ：版之彈性係數 (t/m^2)

t ：版厚 (m)

ν ：柏松比 $\nu = 1/6$

依公式(4-4-2)可解承受均佈荷重，或三角分佈荷重之三邊固定一邊自由版，及四邊固定平版之彎矩。

(a)三邊固定一邊自由版之計算數值表

設自由邊平行方向為 y 座標，垂直方向為 x 座標，將 y 方

向之邊四等分，x 方向邊六等分，如圖4-4-2。各格點之彎矩，
可以公式(4-4-3)及(4-4-4)求之。

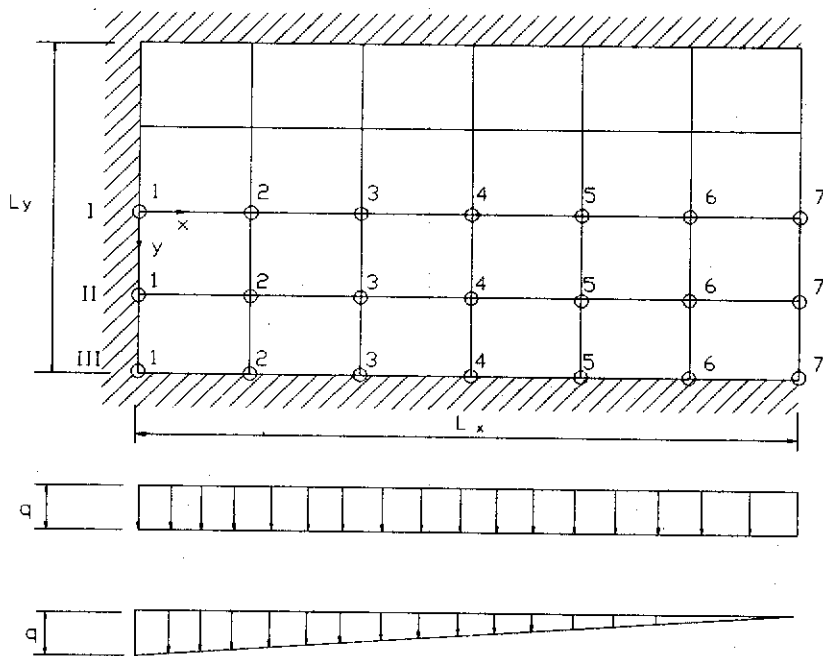


圖 4-4-2 三邊固定一邊自由版

$\lambda \leq 1$ 時：

$$M_x = X \cdot q \cdot L_x^2 \quad (4-4-3)$$

$$M_y = Y \cdot q \cdot L_x^2$$

$\lambda > 1$ 時：

$$M_x = X \cdot q \cdot L_y^2 \quad (4-4-4)$$

$$M_y = Y \cdot q \cdot L_y^2$$

式中：

λ ：邊長比， $\lambda = L_x/L_y$

M_x, M_y ：格點 x, y 方向之彎矩(t-m)

X, Y : 格點 x, y 方向之彎矩係數

L_x, L_y : x 方向, y 方向之長度(m)

q : 均佈荷重為荷重強度, 三角形分佈荷重為最大強度($t\text{-m}^2$)

三邊固定一邊自由版之彎矩係數, 如表4-4-1。

(b)四邊固定版之計算數值表

計算數值表為如圖4-4-3所示般, 先決定 X 方向及 y 方向, 並將其一邊四等分, 各格點之彎矩可以公式(4-4-3)及(4-4-4)求之。

四邊固定之彎矩係數, 如表4-4-2。

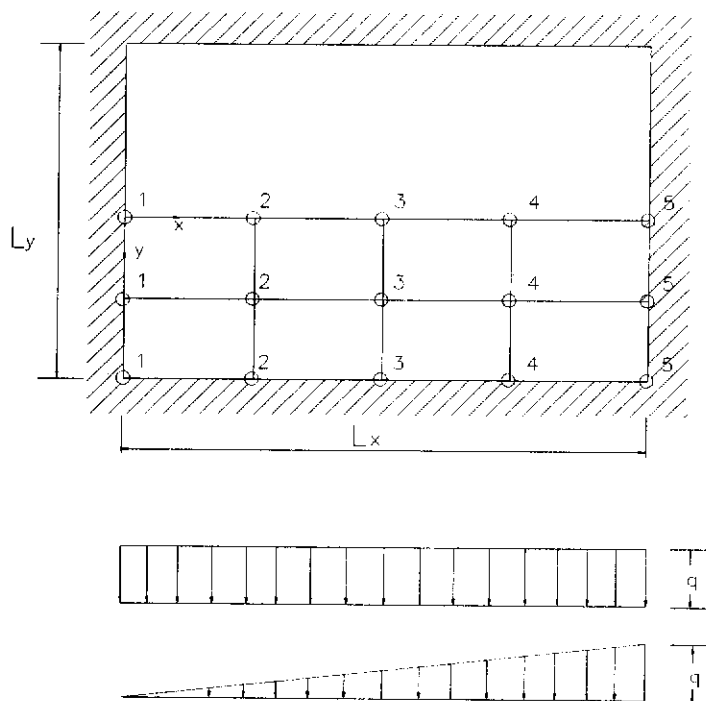


圖 4-4-3 四邊固定版

表4-4-1 三邊固定一邊自由版之計算圖表(X方向6等分,Y方向4等分)
(a) $\lambda = 0.30, 0.40, 0.50$

λ	荷重	彎矩係數	座標	1	2	3	4	5	6	7
0.30	均勻分佈荷重	X	I	-0.3819	-0.2308	-0.1193	-0.0434	0.0002	0.0143	0.0000
			II	-0.2656	-0.1504	-0.0723	-0.0230	0.0035	0.0108	0.0000
			III	0.0000	-0.0031	-0.0128	-0.0249	-0.0379	-0.0533	0.0000
	Y	Y	I	-0.0636	-0.0347	-0.0061	0.0204	0.0436	0.0625	0.0762
			II	-0.0443	-0.0206	0.0024	0.0226	0.0391	0.0519	0.0614
			III	0.0000	-0.0186	-0.0770	-0.1495	-0.2277	-0.3196	-0.4201
0.40	三角形分佈荷重	X	I	-0.1353	-0.0654	-0.0219	0.0009	0.0086	0.0067	0.0000
			II	-0.1021	-0.0427	-0.0095	0.0053	0.0082	0.0049	0.0000
			III	0.0000	-0.0023	-0.0061	-0.0092	-0.0116	-0.0141	0.0000
	Y	Y	I	-0.0225	-0.0098	0.0002	0.0078	0.0134	0.0175	0.0207
			II	-0.0170	-0.0056	0.0032	0.0091	0.0127	0.0148	0.0164
			III	0.0000	-0.0137	-0.0366	-0.0554	-0.0697	-0.0845	-0.0981
0.50	均勻分佈荷重	X	I	-0.2840	-0.1497	-0.0596	-0.0051	0.0207	0.0220	0.0000
			II	-0.1819	-0.0908	-0.0342	-0.0024	0.0111	0.0113	0.0000
			III	0.0000	-0.0033	-0.0127	-0.0236	-0.0346	-0.0468	0.0000
	Y	Y	I	-0.0473	-0.0188	0.0112	0.0397	0.0645	0.0848	0.1004
			II	-0.0303	-0.0109	0.0074	0.0229	0.0353	0.0448	0.0523
			III	0.0000	-0.0195	-0.0761	-0.1419	-0.2078	-0.2811	-0.3553
0.50	三角形分佈荷重	X	I	-0.1084	-0.0431	-0.0058	0.0109	0.0136	0.0084	0.0000
			II	-0.0770	-0.0257	0.0002	0.0094	0.0090	0.0044	0.0000
			III	0.0000	-0.0023	-0.0061	-0.0089	-0.0107	-0.0124	0.0000
	Y	Y	I	-0.0181	-0.0054	0.0052	0.0135	0.0196	0.0239	0.0274
			II	-0.0128	-0.0025	0.0051	0.0096	0.0117	0.0126	0.0133
			III	0.0000	-0.0140	-0.0364	-0.0533	-0.0644	-0.0743	-0.0810
0.50	均勻分佈荷重	X	I	-0.2053	-0.0916	-0.0229	0.0136	0.0269	0.0220	0.0000
			II	-0.1269	-0.0538	-0.0124	0.0075	0.0131	0.0098	0.0000
			III	0.0000	-0.0034	-0.0122	-0.0216	-0.0301	-0.0389	0.0000
	Y	Y	I	-0.0342	-0.0079	0.0203	0.0465	0.0688	0.0866	0.1005
			II	-0.0212	-0.0051	0.0093	0.0207	0.0293	0.0356	0.0410
			III	0.0000	-0.0205	-0.0733	-0.1294	-0.1806	-0.2334	-0.2818
0.50	三角形分佈荷重	X	I	-0.0858	-0.0267	0.0040	0.0151	0.0144	0.0078	0.0000
			II	-0.0594	-0.0149	0.0051	0.0106	0.0084	0.0035	0.0000
			III	0.0000	-0.0024	-0.0059	-0.0083	-0.0095	-0.0102	0.0000
	Y	Y	I	-0.0143	-0.0021	0.0082	0.0160	0.0212	0.0246	0.0273
			II	-0.0099	-0.0006	0.0059	0.0091	0.1000	0.0097	0.0098
			III	0.0000	-0.0143	-0.0356	-0.0499	-0.0570	-0.0615	-0.0613

(b) $\lambda=0.75, 1.00, 1.25$

λ	荷重	彎矩係數	座標	1	2	3	4	5	6	7
0.75	均勻分佈荷重	X	I	-0.0990	-0.0258	0.0080	0.0197	0.0198	0.0132	0.0000
			II	-0.0602	-0.0145	0.0049	0.0103	0.0088	0.0048	0.0000
			III	0.0000	-0.0035	-0.0101	-0.0156	-0.0195	-0.0227	0.0000
	Y	I	I	-0.0165	0.0032	0.0236	0.0406	0.0531	0.0619	0.0688
			II	-0.0100	0.0090	0.0093	0.0144	0.0173	0.0189	0.0205
			III	0.0000	-0.0209	-0.0606	-0.0939	-0.1172	-0.1361	-0.1477
1.00	三角形分佈荷重	X	I	-0.0519	-0.0067	0.0110	0.0137	0.0095	0.0038	0.0000
			II	-0.0348	-0.0030	0.0075	0.0080	0.0048	0.0013	0.0000
			III	0.0000	-0.0024	-0.0053	-0.0066	-0.0065	-0.0058	0.0000
	Y	I	I	-0.0087	0.0020	0.0105	0.0155	0.0173	0.0174	0.0175
			II	-0.0058	0.0016	0.0059	0.0070	0.0061	0.0047	0.0037
			III	0.0000	-0.0143	-0.0317	-0.0394	-0.0389	-0.0347	-0.0260
1.25	均勻分佈荷重	X	I	-0.0565	-0.0063	0.0106	0.0133	0.0110	0.0069	0.0000
			II	-0.0343	-0.0034	0.0058	0.0064	0.0044	0.0020	0.0000
			III	0.0000	-0.0032	-0.0080	-0.0111	-0.0127	-0.0137	0.0000
	Y	I	I	-0.0094	0.0059	0.0203	0.0304	0.0364	0.0398	0.0428
			II	-0.0057	0.0023	0.0075	0.0098	0.0105	0.0108	0.0111
			III	0.0000	-0.0195	-0.0478	-0.0665	-0.0763	-0.0822	-0.0838
1.25	三角形分佈荷重	X	I	-0.0350	-0.0001	0.0097	0.0089	0.0049	0.0013	0.0000
			II	-0.0229	0.0006	0.0058	0.0047	0.0022	0.0002	0.0000
			III	0.0000	-0.0023	-0.0045	-0.0050	-0.0044	-0.0033	0.0000
	Y	I	I	-0.0058	0.0035	0.0103	0.0129	0.0124	0.0106	0.0094
			II	-0.0038	0.0021	0.0049	0.0049	0.0038	0.0024	0.0013
			III	0.0000	-0.0137	-0.0270	-0.0300	-0.0261	-0.0196	-0.0108
1.25	均勻分佈荷重	X	I	-0.0567	0.0000	0.0133	0.0128	0.0096	0.0061	0.0000
			II	-0.0344	0.0003	0.0069	0.0056	0.0033	0.0014	0.0000
			III	0.0000	-0.0046	-0.0098	-0.0125	-0.0135	-0.0139	0.0000
	Y	I	I	-0.0095	0.0098	0.0261	0.0354	0.0395	0.0413	0.0435
			II	-0.0057	0.0039	0.0090	0.0106	0.0107	0.0106	0.0107
			III	0.0000	-0.0273	-0.0587	-0.0749	-0.0810	-0.0835	-0.0833
1.25	三角形分佈荷重	X	I	-0.0391	0.0035	0.0112	0.0083	0.0038	0.0005	0.0000
			II	-0.0251	0.0026	0.0063	0.0041	0.0014	-0.0002	0.0000
			III	0.0000	-0.0033	-0.0059	-0.0059	-0.0047	-0.0030	0.0000
	Y	I	I	-0.0065	0.0064	0.0146	0.0162	0.0137	0.0101	0.0079
			II	-0.0042	0.0033	0.0060	0.0054	0.0038	0.0021	0.0008
			III	0.0000	-0.0199	-0.0352	-0.0356	-0.0279	-0.0183	-0.0078

(c) $\lambda = 1.50, 1.75, 2.0$

λ	荷重	彎矩係數	座標	1	2	3	4	5	6	7
1.50	均勻分佈荷重	X	I	-0.0568	0.0048	0.0139	0.0113	0.0083	0.0058	0.0000
			II	-0.0344	0.0029	0.0068	0.0045	0.0025	0.0011	0.0000
			III	0.0000	-0.0058	-0.0112	-0.0133	-0.0138	-0.0139	0.0000
			I	-0.0095	0.0136	0.0307	0.0384	0.0409	0.0416	0.0434
			II	-0.0057	0.0053	0.0100	0.0108	0.0106	0.0104	0.0105
			III	0.0000	-0.0350	-0.0669	-0.0797	-0.0829	-0.0835	-0.0834
1.75	三角形分佈荷重	Y	I	-0.0420	0.0065	0.0114	0.0071	0.0029	0.0001	0.0000
			II	-0.0266	0.0042	0.0060	0.0031	0.0009	-0.0004	0.0000
			III	0.0000	-0.0044	-0.0070	-0.0065	-0.0047	-0.0028	0.0000
			I	-0.0070	0.0094	0.0183	0.0184	0.0142	0.0094	0.0065
			II	-0.0044	0.0045	0.0067	0.0056	0.0037	0.0019	0.0006
			III	0.0000	-0.0263	-0.0419	-0.0390	-0.0284	-0.0168	-0.0060
1.75	均勻分佈荷重	X	I	-0.0568	0.0082	0.0135	0.0099	0.0075	0.0058	0.0000
			II	-0.0344	0.0047	0.0062	0.0035	0.0020	0.0010	0.0000
			III	0.0000	-0.0070	-0.0122	-0.0137	-0.0139	-0.0139	0.0000
			I	-0.0095	0.0172	0.0342	0.0402	0.0414	0.0415	0.0433
			II	-0.0057	0.0065	0.0105	0.0108	0.0105	0.0104	0.0104
			III	0.0000	-0.0421	-0.0730	-0.0823	-0.0836	-0.0833	-0.0840
2.00	三角形分佈荷重	Y	I	-0.0441	0.0088	0.0108	0.0059	0.0024	0.0001	0.0000
			II	-0.0277	0.0053	0.0053	0.0023	0.0006	-0.0004	0.0000
			III	0.0000	-0.0054	-0.0078	-0.0068	-0.0047	-0.0026	0.0000
			I	-0.0074	0.0124	0.0212	0.0197	0.0142	0.0087	0.0055
			II	-0.0046	0.0054	0.0071	0.0055	0.0036	0.0018	0.0004
			III	0.0000	-0.0324	-0.0470	-0.041	-0.0283	-0.0155	-0.0049
2.00	均勻分佈荷重	X	I	-0.0568	0.0107	0.0125	0.0087	0.0071	0.0060	0.0000
			II	-0.0344	0.0058	0.0054	0.0028	0.0018	0.0011	0.0000
			III	0.0000	-0.0081	-0.0129	-0.0139	-0.0140	-0.0139	0.0000
			I	-0.0095	0.0205	0.0367	0.0411	0.0416	0.0415	0.0432
			II	-0.0057	0.0076	0.0107	0.0107	0.0105	-0.0103	0.0104
			III	0.0000	-0.0487	-0.0773	-0.0836	-0.0838	-0.0833	-0.0846
2.00	三角形分佈荷重	Y	I	-0.0457	0.0105	0.0099	0.0050	0.0022	0.0002	0.0000
			II	-0.0285	0.0060	0.0045	0.0017	0.0004	-0.0003	0.0000
			III	0.0000	-0.0064	-0.0085	-0.0070	-0.0047	-0.0024	0.0000
			I	-0.0076	0.0153	0.0234	0.0204	0.0142	0.0082	0.0047
			II	-0.0048	0.0063	0.0073	0.0055	0.0035	0.0017	0.0004
			III	0.0000	-0.0382	-0.0508	-0.0420	-0.0280	-0.0145	-0.0041

(d) $\lambda = 2.25, 2.50, 2.75$

λ	荷重	彎矩係數	座標	1	2	3	4	5	6	7
2.25	均勻分佈荷重	X	I	-0.0567	0.0122	0.0114	0.0080	0.0070	0.0062	0.0000
			II	-0.0343	0.0065	0.0046	0.0023	0.0017	0.0012	0.0000
			III	0.0000	-0.0091	-0.0134	-0.0140	-0.0140	-0.0139	0.0000
			I	-0.0095	0.0235	0.0386	0.0416	0.0416	0.0414	0.0432
			II	-0.0057	0.0084	0.0108	0.0106	0.0104	0.0103	0.0105
			III	0.0000	-0.0546	-0.0802	-0.0842	-0.0839	-0.0834	-0.0852
2.50	三角形分佈荷重	Y	I	-0.0469	0.0117	0.0089	0.0043	0.0021	0.0003	0.0000
			II	-0.0291	0.0064	0.0038	0.0013	0.0004	-0.0002	0.0000
			III	0.0000	-0.0072	-0.0089	-0.0071	-0.0046	-0.0023	0.0000
			I	-0.0078	0.0179	0.0250	0.0208	0.0141	0.0078	0.0042
			II	-0.0049	0.0070	0.0074	0.0054	0.0035	0.0017	0.0003
			III	0.0000	-0.0434	-0.0534	-0.0424	-0.0277	-0.0137	-0.0034
2.75	均勻分佈荷重	X	I	-0.0567	0.0132	0.0104	0.0075	0.0069	0.0063	0.0000
			II	-0.0342	0.0067	0.0039	0.0020	0.0017	0.0013	0.0000
			III	0.0000	-0.0100	-0.0137	-0.0141	-0.0140	-0.0139	0.0000
			I	-0.0094	0.0262	0.0398	0.0417	0.0416	0.0414	0.0432
			II	-0.0057	0.0090	0.0109	0.0106	0.0104	0.0103	0.0105
			III	0.0000	-0.0598	-0.0822	-0.0844	-0.0840	-0.0837	-0.0858
2.75	三角形分佈荷重	Y	I	-0.0478	0.0123	0.0079	0.0039	0.0021	0.0005	0.0000
			II	-0.0296	0.0065	0.0031	0.0011	0.0004	-0.0001	0.0000
			III	0.0000	-0.0080	-0.0092	-0.0071	-0.0046	-0.0022	0.0000
			I	-0.0080	0.0204	0.0262	0.0209	0.0140	0.0075	0.0038
			II	-0.0049	0.0075	0.0074	0.0053	0.0034	0.0017	0.0003
			III	0.0000	-0.0482	-0.0553	-0.0426	-0.0275	-0.0131	-0.0027
2.75	均勻分佈荷重	X	I	-0.0566	0.0136	0.0096	0.0072	0.0069	0.0065	0.0000
			II	-0.0341	0.0067	0.0033	0.0018	0.0016	0.0014	0.0000
			III	0.0000	-0.0107	-0.0139	-0.0141	-0.0140	-0.0140	0.0000
			I	-0.0094	0.0286	0.0407	0.0418	0.0416	0.0414	0.0432
			II	-0.0057	0.0096	0.0108	0.0105	0.0104	0.0103	0.0105
			III	0.0000	-0.0644	-0.0836	-0.0845	-0.0841	-0.0840	-0.0863
2.75	三角形分佈荷重	Y	I	-0.0486	0.0126	0.0071	0.0037	0.0021	0.0006	0.0000
			II	-0.0299	0.0064	0.0026	0.0009	0.0005	0.0000	0.0000
			III	0.0000	-0.0087	-0.0094	-0.0071	-0.0046	-0.0021	0.0000
			I	-0.0081	0.0226	0.0269	0.0209	0.0139	0.0074	0.0034
			II	-0.0050	0.0080	0.0073	0.0053	0.0034	0.0017	0.0003
			III	0.0000	-0.0524	-0.0566	-0.0427	-0.0273	-0.0126	-0.0021

(e) $\lambda = 3.00, 3.25, 3.50$

λ	荷重	彎矩係數	座標	1	2	3	4	5	6	7
3.00	均勻分佈荷重	X	I	-0.0565	0.0137	0.0089	0.0070	0.0069	0.0066	0.0000
			II	-0.0339	0.0065	0.0028	0.0017	0.0016	0.0015	0.0000
			III	0.0000	-0.0114	-0.0141	-0.0141	-0.0140	-0.0141	0.0000
			I	-0.0094	0.0308	0.0412	0.0418	0.0416	0.0414	0.0432
			II	-0.0057	0.0100	0.0108	0.0105	0.0104	0.0103	0.0105
			III	0.0000	-0.0685	-0.0845	-0.0845	-0.0843	-0.0843	-0.0868
3.25	三角形分佈荷重	Y	I	-0.0492	0.0126	0.0064	0.0036	0.0021	0.0007	0.0000
			II	-0.0301	0.0062	0.0021	0.0009	0.0005	0.0001	0.0000
			III	0.0000	-0.0094	-0.0096	-0.0071	-0.0045	-0.0020	0.0000
			I	-0.0082	0.0245	0.0274	0.0209	0.0139	0.0072	0.0031
			II	-0.0050	0.0084	0.0073	0.0053	0.0034	0.0017	0.0003
			III	0.0000	-0.0561	-0.0576	-0.0428	-0.0272	-0.0121	-0.0015
3.50	均勻分佈荷重	X	I	-0.0565	0.0136	0.0083	0.0070	0.0068	0.0067	0.0000
			II	-0.0338	0.0062	0.0025	0.0017	0.0015	0.0015	0.0000
			III	0.0000	-0.0120	0.0142	-0.0141	-0.0141	-0.0141	0.0000
			I	-0.0094	0.0326	0.0415	0.0418	0.0416	0.0414	0.0432
			II	-0.0056	0.0103	0.0107	0.0105	0.0104	0.0104	0.0105
			III	0.0000	-0.0720	-0.0851	-0.0846	-0.0845	-0.0847	-0.0872
3.50	三角形分佈荷重	Y	I	-0.0496	0.0123	0.0059	0.0035	0.0022	0.0008	0.0000
			II	-0.0302	0.0058	0.0018	0.0008	0.0005	0.0002	0.0000
			III	0.0000	-0.0099	-0.0097	-0.0071	-0.0045	-0.0019	0.0000
			I	-0.0083	0.0263	0.0277	0.0209	0.0139	0.0071	0.0029
			II	-0.0050	0.0086	0.0072	0.0052	0.0034	0.0017	0.0003
			III	0.0000	-0.0594	-0.0583	-0.0428	-0.0271	-0.0116	-0.0008
3.50	均勻分佈荷重	X	I	-0.0564	0.0132	0.0079	0.0069	0.0068	0.0067	0.0000
			II	-0.0335	0.0058	0.0022	0.0016	0.0015	0.0015	0.0000
			III	0.0000	-0.0125	-0.0143	-0.0141	-0.0141	-0.0142	0.0000
			I	-0.0094	0.0343	0.0417	0.0417	0.0416	0.0415	0.0432
			II	-0.0056	0.0105	0.0107	0.0104	0.0104	0.0104	0.0105
			III	0.0000	-0.0750	-0.0855	-0.0846	-0.0847	-0.0851	-0.0877
3.50	三角形分佈荷重	Y	I	-0.0500	0.0119	0.0055	0.0035	0.0022	0.0009	0.0000
			II	-0.0303	0.0054	0.0015	0.0008	0.0005	0.0003	0.0000
			III	0.0000	-0.0104	-0.0098	-0.0072	-0.0045	-0.0019	0.0000
			I	-0.0083	0.0278	0.0279	0.0209	0.0139	0.0071	0.0027
			II	-0.0050	0.0088	0.0072	0.0052	0.0034	0.0017	0.0003
			III	0.0000	-0.0622	-0.0588	-0.0429	-0.0269	-0.0112	-0.0002

(f) $\lambda = 3.75, 4.00, 4.25$

λ	荷重	彎矩係數	座標	1	2	3	4	5	6	7
3.75	均勻分佈荷重	X	I	-0.0564	0.0127	0.0076	0.0069	0.0068	0.0068	0.0000
			II	-0.0331	0.0053	0.0020	0.0016	0.0014	0.0014	0.0000
			III	0.0000	-0.0129	-0.0143	-0.0141	-0.0141	-0.0143	0.0000
			I	-0.0094	0.0356	0.0418	0.0417	0.0416	0.0415	0.0434
			II	-0.0055	0.0106	0.0106	0.0104	0.0104	0.0104	0.0104
			III	0.0000	-0.0775	-0.0859	-0.0848	-0.0848	-0.0856	-0.0881
4.00	三角形分佈荷重	Y	I	-0.0505	0.0114	0.0052	0.0034	0.0022	0.0010	0.0000
			II	-0.0302	0.0049	0.0013	0.0008	0.0005	0.0004	0.0000
			III	0.0000	-0.0108	-0.0099	-0.0072	-0.0045	-0.0018	0.0000
			I	-0.0084	0.0291	0.0280	0.0209	0.0138	0.0070	0.0025
			II	-0.0050	0.0089	0.0071	0.0052	0.0034	0.0017	0.0003
			III	0.0000	-0.0647	-0.0593	-0.0431	-0.0268	-0.0107	0.0005
4.25	均勻分佈荷重	X	I	-0.0568	0.0121	0.0075	0.0069	0.0067	0.0068	0.0000
			II	-0.0324	0.0048	0.0019	0.0016	0.0014	0.0014	0.0000
			III	0.0000	-0.0133	-0.0144	-0.0142	-0.0142	-0.0143	0.0000
			I	-0.0095	0.0368	0.0419	0.0417	0.0417	0.0415	0.0433
			II	-0.0054	0.0107	0.0106	0.0104	0.0104	0.0104	0.0105
			III	0.0000	-0.0797	-0.0862	-0.0850	-0.0850	-0.0860	-0.0886
4.25	三角形分佈荷重	Y	I	-0.0505	0.0108	0.0050	0.0034	0.0022	0.0011	0.0000
			II	-0.0302	0.0044	0.0011	0.0007	0.0005	0.0005	0.0000
			III	0.0000	-0.0111	-0.0100	-0.0072	-0.0044	-0.0017	0.0000
			I	-0.0084	0.0302	0.0280	0.0209	0.0138	0.0069	0.0023
			II	-0.0050	0.0090	0.0071	0.0052	0.0034	0.0017	0.0003
			III	0.0000	-0.0668	-0.0598	-0.0432	-0.0266	-0.0103	0.0012
4.25	均勻分佈荷重	X	I	-0.0560	0.0115	0.0073	0.0069	0.0067	0.0068	0.0000
			II	-0.0325	0.0044	0.0018	0.0015	0.0013	0.0013	0.0000
			III	0.0000	-0.0136	-0.0144	-0.0142	-0.0142	-0.0144	0.0000
			I	-0.0093	0.0378	0.0419	0.0417	0.0417	0.0416	0.0433
			II	-0.0054	0.0108	0.0106	0.0104	0.0104	0.0104	0.0105
			III	0.0000	-0.0186	-0.0866	-0.0852	-0.0852	-0.0865	-0.0891
4.25	三角形分佈荷重	Y	I	-0.0507	0.0102	0.0049	0.0034	0.0021	0.0012	0.0000
			II	-0.0301	0.0039	0.0010	0.0007	0.0005	0.0007	0.0000
			III	0.0000	-0.0114	-0.0100	-0.0072	-0.0044	-0.0016	0.0000
			I	-0.0085	0.0311	0.0280	0.0209	0.0138	0.0069	0.0022
			II	-0.0050	0.0090	0.0070	0.0052	0.0034	0.0017	0.0004
			III	0.0000	-0.0687	-0.0603	-0.0434	-0.0265	-0.0098	0.0018

(g) $\lambda = 4.50, 4.75, 5.0$

λ	荷重	彎矩係數	座標	1	2	3	4	5	6	7
4.50	均勻分佈荷重	X	I	-0.0560	0.0109	0.0072	0.0068	0.0066	0.0067	0.0000
			II	-0.0322	0.0039	0.0017	0.0015	0.0013	0.0013	0.0000
			III	0.0000	-0.0139	-0.0145	-0.0142	-0.0142	-0.0145	0.0000
			I	-0.0093	0.0387	0.0419	0.0417	0.0417	0.0416	0.0435
			II	-0.0054	0.0108	0.0105	0.0104	0.0103	0.0104	0.0106
			III	0.0000	-0.0832	-0.0869	-0.0854	-0.0854	-0.0869	-0.0896
4.75	三角形分佈荷重	Y	I	-0.0510	0.0096	0.0048	0.0034	0.0021	0.0012	0.0000
			II	-0.0300	0.0034	0.0009	0.0006	0.0005	0.0008	0.0000
			III	0.0000	-0.0117	-0.0101	-0.0073	-0.0044	-0.0016	0.0000
			I	-0.0085	0.0319	0.0280	0.0209	0.0138	0.0068	0.0021
			II	-0.0050	0.0090	0.0070	0.0052	0.0034	0.0017	0.0005
			III	0.0000	-0.0703	-0.0608	-0.0436	-0.0263	-0.0093	0.0025
4.75	均勻分佈荷重	X	I	-0.0555	0.0103	0.0072	0.0068	0.0065	0.0067	0.0000
			II	-0.0315	0.0034	0.0016	0.0014	0.0012	0.0012	0.0000
			III	0.0000	-0.0141	-0.0146	-0.0143	-0.0143	-0.0146	0.0000
			I	-0.0092	0.0394	0.0419	0.0417	0.0417	0.0417	0.0433
			II	-0.0052	0.0107	0.0105	0.0104	0.0103	0.0103	0.0104
			III	0.0000	-0.0846	-0.0873	-0.0856	-0.0856	-0.0874	-0.0901
5.00	三角形分佈荷重	Y	I	-0.0508	0.0090	0.0047	0.0034	0.0021	0.0014	0.0000
			II	-0.0296	0.0029	0.0007	0.0006	0.0006	0.0009	0.0000
			III	0.0000	-0.0120	-0.0102	-0.0073	-0.0044	-0.0015	0.0000
			I	-0.0085	0.0326	0.0281	0.0209	0.0138	0.0068	0.0020
			II	-0.0049	0.0090	0.0070	0.0052	0.0034	0.0018	0.0006
			III	0.0000	-0.0717	-0.0613	-0.0438	-0.0261	-0.0088	0.0032
5.00	均勻分佈荷重	X	I	-0.0552	0.0097	0.0071	0.0068	0.0065	0.0066	0.0000
			II	-0.0309	0.0030	0.0015	0.0014	0.0011	0.0011	0.0000
			III	0.0000	-0.0143	-0.0146	-0.0143	-0.0143	-0.0147	0.0000
			I	-0.0092	0.0399	0.0419	0.0417	0.0417	0.0417	0.0433
			II	-0.0052	0.0107	0.0105	0.0103	0.0103	0.0103	0.0103
			III	0.0000	-0.0858	-0.0877	-0.858	-0.0858	-0.0879	-0.0906
5.00	三角形分佈荷重	Y	I	-0.0508	0.0084	0.0046	0.0033	0.0021	0.0015	0.0000
			II	-0.0292	0.0025	0.0006	0.0006	0.0006	0.0010	0.0000
			III	0.0000	-0.0122	-0.0103	-0.0073	-0.0043	-0.0014	0.0000
			I	-0.0085	0.0331	0.0281	0.0209	0.0138	0.0068	0.0019
			II	-0.0049	0.0090	0.0069	0.0052	0.0034	0.0018	0.0007
			III	0.0000	-0.0729	-0.0619	-0.0440	-0.0259	-0.0083	-0.0039

表4-4-2 四邊固定版之計算圖表(X方向,Y方向4等分)
(a) $\lambda=0.30, 0.40, 0.50$

λ	荷重	彎矩係數	座標	1	2	3	4	5
0.30	均勻分佈荷重	X	I	-0.0835	0.0104	0.0418	0.0104	-0.0835
			II	-0.0813	0.0108	0.0398	0.0108	-0.0813
			III	0.0000	-0.0058	-0.0095	-0.0058	0.0000
	Y	Y	I	-0.0139	0.0017	0.0070	0.0017	-0.0139
			II	-0.0136	0.0038	0.0103	0.0038	-0.0136
			III	0.0000	-0.0345	-0.0569	-0.0345	0.0000
0.40	三角形分佈荷重	X	I	-0.0334	0.0016	0.0209	0.0089	-0.0501
			II	-0.0323	0.0018	0.0199	0.0091	-0.0490
			III	0.0000	-0.0021	-0.0047	-0.0036	0.0000
	Y	Y	I	-0.0059	0.0003	0.0035	0.0015	-0.0084
			II	-0.0054	0.0013	0.0052	0.0025	-0.0082
			III	0.0000	-0.0126	-0.0284	-0.0218	0.0000
0.50	均勻分佈荷重	X	I	-0.0839	0.0107	0.0418	0.0107	-0.0839
			II	-0.0749	0.0106	0.0356	0.0106	-0.0749
			III	0.0000	-0.0058	-0.0095	-0.0058	0.0000
	Y	Y	I	-0.0140	0.0023	0.0080	0.0023	-0.0140
			II	-0.0125	0.0057	0.0129	0.0057	-0.0125
			III	0.0000	-0.0345	-0.0569	-0.0345	0.0000
0.50	三角形分佈荷重	X	I	-0.0336	0.0017	0.0209	0.0090	-0.0503
			II	-0.0292	0.0017	0.0178	0.0089	-0.0457
			III	0.0000	-0.0021	-0.0048	-0.0036	0.0000
	Y	Y	I	-0.0056	0.0005	0.0040	0.0017	-0.0084
			II	-0.0049	0.0021	0.0065	0.0036	-0.0076
			III	0.0000	-0.0127	-0.0284	-0.0218	0.0000
0.50	均勻分佈荷重	X	I	-0.0828	0.0110	0.0407	0.0110	-0.0828
			II	-0.0669	0.0100	0.0308	0.0100	-0.0669
			III	0.0000	-0.0058	-0.0095	-0.0058	0.0000
	Y	Y	I	-0.0138	0.0038	0.0105	0.0038	-0.0138
			II	-0.0112	0.0068	0.0139	0.0068	-0.0112
			III	0.0000	-0.0345	-0.0570	-0.0345	0.0000
0.50	三角形分佈荷重	X	I	-0.0331	0.0019	0.0203	0.0092	-0.0497
			II	-0.0254	0.0015	0.0154	0.0084	-0.0415
			III	0.0000	-0.0021	-0.0048	-0.0037	0.0000
	Y	Y	I	-0.0055	0.0013	0.0052	0.0025	-0.0083
			II	-0.0042	0.0025	0.0070	0.0042	-0.0069
			III	0.0000	-0.0127	-0.0285	-0.0219	0.0000

(b) $\lambda = 0.75, 1.00, 1.25$

λ	荷重	彎矩係數	座標	1	2	3	4	5
0.75	均勻分佈荷重	X	I	-0.0701	0.0110	0.0318	0.0110	-0.0701
			II	-0.0477	0.0078	0.0200	0.0078	-0.0477
			III	0.0000	-0.0058	-0.0094	-0.0058	0.0000
	Y	I	-0.0117	0.0089	0.0179	0.0089	-0.0117	
			II	-0.0080	0.0069	0.0125	0.0069	-0.0080
			III	0.0000	-0.0345	-0.0565	-0.0345	0.0000
三角形分佈荷重	X	I	-0.0268	0.0020	0.0159	0.0091	-0.0433	
		II	-0.0167	0.0010	0.0100	0.0068	-0.0310	
III	0.0000	-0.0021	-0.0047	-0.0036	0.0000			
1.00	均勻分佈荷重	X	I	-0.0513	0.0096	0.0206	0.0096	-0.0513
			II	-0.0324	0.0059	0.0116	0.0059	-0.0324
			III	0.0000	-0.0054	-0.0086	-0.0054	0.0000
	Y	I	-0.0086	0.0116	0.0206	0.0116	-0.0086	
			II	-0.0054	0.0059	0.0096	0.0059	-0.0054
			III	0.0000	-0.0324	-0.0513	-0.0324	0.0000
三角形分佈荷重	X	I	-0.0179	0.0015	0.0103	0.0080	-0.0334	
		II	-0.0101	0.0006	0.0058	0.0052	-0.0223	
III	0.0000	-0.0019	-0.0043	-0.0036	0.0000			
1.25	均勻分佈荷重	X	I	-0.0559	0.0119	0.0189	0.0119	-0.0559
			II	-0.0343	0.0067	0.0097	0.0067	-0.0343
			III	0.0000	-0.0074	-0.0111	-0.0074	0.0000
	Y	I	-0.0093	0.0181	0.0295	0.0181	-0.0093	
			II	-0.0057	0.0074	0.0108	0.0074	-0.0057
			III	0.0000	-0.0442	-0.0664	-0.0442	0.0000
三角形分佈荷重	X	I	-0.0171	0.0017	0.0095	0.0102	-0.0389	
		II	-0.0092	0.0006	0.0048	0.0061	-0.0251	
III	0.0000	-0.0025	-0.0055	-0.0049	0.0000			
1.25	Y	I	-0.0029	0.0069	0.0147	0.0111	-0.0065	
			II	-0.0015	0.0021	0.0054	0.0053	-0.0042
			III	0.0000	-0.0151	-0.0332	-0.0291	0.0000

(c) $\lambda = 1.50, 1.75, 2.00$

λ	荷重	彎矩係數	座標	1	2	3	4	5
1.50	均勻分佈荷重	X	I	-0.0570	0.0133	0.0158	0.0133	-0.0570
			II	-0.0346	0.0071	0.0073	0.0071	-0.0346
			III	0.0000	-0.0090	-0.0126	-0.0090	0.0000
	Y	Y	I	-0.0095	0.0234	0.0354	0.0234	-0.0095
			II	-0.0058	0.0086	0.0112	0.0086	-0.0058
			III	0.0000	-0.0538	-0.0756	-0.0538	0.0000
1.75	三角形分佈荷重	X	I	-0.0149	0.0017	0.0079	0.0116	-0.0421
			II	-0.0079	0.0006	0.0036	0.0065	0.0267
			III	0.0000	-0.0029	-0.0063	-0.0061	0.0000
	Y	Y	I	-0.0025	0.0083	0.0177	0.0151	-0.0079
			II	-0.0013	0.0023	0.0056	0.0063	-0.0045
			III	0.0000	-0.0172	-0.0378	-0.0365	0.0000
2.00	均勻分佈荷重	X	I	-0.0571	0.0139	0.0128	0.0139	-0.0571
			II	-0.0346	0.0071	0.0052	0.0071	-0.0346
			III	0.0000	-0.0102	-0.0135	-0.0102	0.0000
	Y	Y	I	-0.0095	0.0275	0.0389	0.0275	-0.0095
			II	-0.0058	0.0094	0.0112	0.0094	-0.0058
			III	0.0000	-0.0611	-0.0805	-0.0611	0.0000
2.00	三角形分佈荷重	X	I	-0.0128	0.0018	0.0064	0.0121	-0.0442
			II	-0.0068	0.0006	0.0026	0.0065	-0.0278
			III	0.0000	-0.0031	-0.0067	-0.0071	0.0000
	Y	Y	I	-0.0021	0.0090	0.0194	0.0185	-0.0074
			II	-0.0011	0.0024	0.0056	0.0070	-0.0046
			III	0.0000	-0.0184	-0.0403	-0.0427	0.0000
2.00	均勻分佈荷重	X	I	-0.0570	0.0139	0.0105	0.0139	-0.0570
			II	-0.0345	0.0068	0.0038	0.0068	-0.0345
			III	0.0000	-0.0112	-0.0138	-0.0112	0.0000
	Y	Y	I	-0.0095	0.0308	0.0407	0.0308	-0.0095
			II	-0.0058	0.0100	0.0110	0.0100	-0.0058
			III	0.0000	-0.0669	-0.0828	-0.0669	0.0000
2.00	三角形分佈荷重	X	I	-0.0112	0.0018	0.0052	0.0121	-0.0458
			II	-0.0059	0.0006	0.0019	0.0062	-0.0287
			III	0.0000	-0.0032	-0.0069	-0.0080	0.0000
	Y	Y	I	-0.0019	0.0094	0.0203	0.0214	-0.0077
			II	-0.0010	0.0025	0.0055	0.0075	-0.0048
			III	0.0000	-0.0192	-0.0414	-0.0477	0.0000

(d) $\lambda = 2.25, 2.50, 2.75$

λ	荷重	彎矩係數	座標	1	2	3	4	5
2.25	均勻分佈荷重	X	I	-0.0569	0.0136	0.0089	0.0136	-0.0569
			II	-0.0345	0.0063	0.0028	0.0063	-0.0345
			III	0.0000	-0.0119	-0.0140	-0.0119	0.0000
	Y	I	-0.0095	0.0335	0.0415	0.0335	-0.0095	
			II	-0.0058	0.0104	0.0108	0.0104	-0.0058
			III	0.0000	-0.0714	-0.0837	-0.0714	0.0000
三角形分佈荷重	X	I	-0.0099	0.0019	0.0045	0.0117	-0.0470	
		II	-0.0052	0.0006	0.0014	0.0057	-0.0293	
		III	0.0000	-0.0033	-0.0070	-0.0086	0.0000	
Y	I	-0.0016	0.0097	0.0207	0.0238	-0.0079		
		II	-0.0009	0.0025	0.0054	0.0079	-0.0049	
		III	0.0000	-0.0196	-0.0419	-0.0518	0.0000	
2.50	均勻分佈荷重	X	I	-0.0569	0.0129	0.0080	0.0129	-0.0569
			II	-0.0345	0.0057	0.0023	0.0057	-0.0345
			III	0.0000	-0.0125	-0.0140	-0.0125	0.0000
	Y	I	-0.0095	0.0356	0.0418	0.0356	-0.0095	
			II	-0.0058	0.0106	0.0107	0.0106	-0.0058
			III	0.0000	-0.0749	-0.0839	-0.0749	0.0000
三角形分佈荷重	X	I	-0.0089	0.0019	0.0040	0.0110	-0.0480	
		II	-0.0047	0.0006	0.0011	0.0051	-0.0298	
		III	0.0000	-0.0033	-0.0070	-0.0092	0.0000	
Y	I	-0.0015	0.0099	0.0209	0.0257	-0.0080		
		II	-0.0008	0.0026	0.0053	0.0081	-0.0050	
		III	0.0000	-0.0200	-0.0420	-0.0549	0.0000	
2.75	均勻分佈荷重	X	I	-0.0568	0.0122	0.0074	0.0122	-0.0568
			II	-0.0344	0.0051	0.0020	0.0051	-0.0344
			III	0.0000	-0.0130	-0.0140	-0.0130	0.0000
	Y	I	-0.0095	0.0373	0.0419	0.0373	-0.0095	
			II	-0.0058	0.0108	0.0106	0.0108	-0.0058
			III	0.0000	-0.0775	-0.0839	-0.0775	0.0000
三角形分佈荷重	X	I	-0.0080	0.0019	0.0037	0.0102	-0.0488	
		II	-0.0042	0.0006	0.0010	0.0045	-0.0302	
		III	0.0000	-0.0034	-0.0070	-0.0096	0.0000	
Y	I	-0.0013	0.0100	0.0210	0.0272	-0.0081		
		II	-0.0007	0.0026	0.0053	0.0082	0.0050	
		III	0.0000	-0.0202	-0.0419	-0.0573	0.0000	

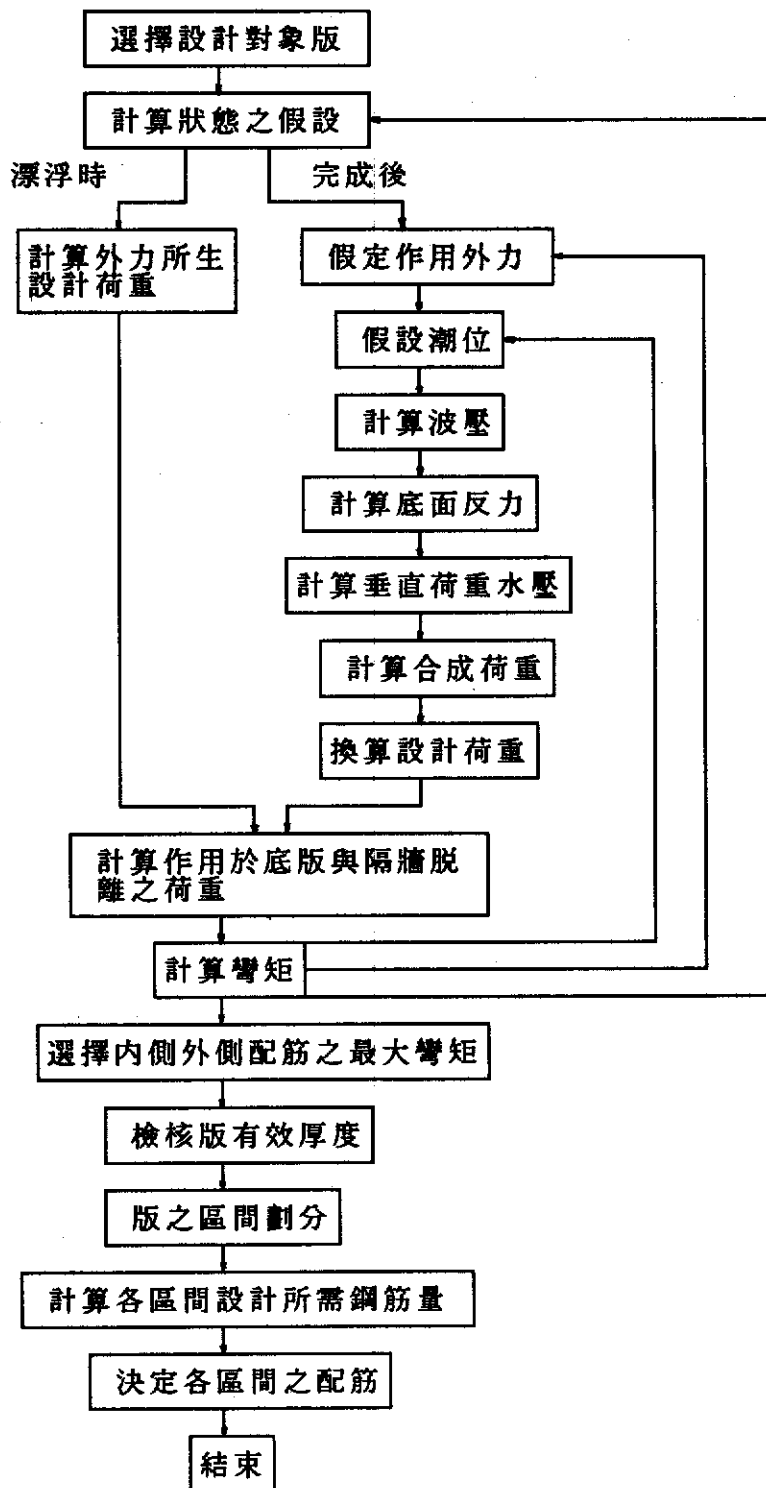
(e) $\lambda = 3.00$

λ	荷 重	彎矩 係數	座 標	1	2	3	4	5
3.00	均 勻 分 佈 荷 重	X	I	-0.0568	0.0113	0.0071	0.0113	-0.0568
			II	-0.0344	0.0045	0.0018	0.0045	-0.0344
			III	0.0000	-0.0795	-0.0140	-0.0133	0.0000
	Y	Y	I	-0.0095	0.0386	0.0419	0.0386	-0.0095
			II	-0.0058	0.0108	0.0105	0.0108	-0.0058
			III	0.0000	-0.0795	-0.0837	-0.0795	0.0000
3.00	三 角 形 分 佈 荷 重	X	I	-0.0074	0.0019	0.0036	0.0094	-0.0495
			II	-0.0039	0.0006	0.0009	0.0039	-0.0306
			III	0.0000	-0.0034	-0.0070	-0.0099	0.0000
	Y	Y	I	-0.0012	0.0102	0.0209	0.0284	-0.0083
			II	-0.0006	0.0026	0.0052	0.0082	-0.0051
			III	0.0000	-0.0204	-0.0419	-0.0591	0.0000

4.4.3 構材之設計

1. 底版之設計

防波堤沉箱底版之設計，其設計流程如下：



(1)作用外力

如前所述，沉箱由製作到安放好為止，對底版有影響之作用狀態為漂浮時，安放後及完成時。

(a)漂浮時

作用於沉箱底版之外力，等於底版下端所受靜水壓減去底版自重之差，若沉箱浮遊時不安定須加入壓艙物以保持安定時，亦須考慮此壓艙物。(如圖 4-4-4)

$$P_w = 1.03 h$$

$$P_z = P_w - W$$

$$= 1.03 h - W \dots\dots\dots(4-4-4)$$

式中：

P_z ：作用於底版之設計荷重(t/m^2)

P_w ：吃水深度加約1.0m 超高時作用於底版下面之靜水壓(t/m^2)

h ：沉箱吃水深度加上 1.0 m

W ：底版自重，如有填充砂土作平衡用壓艙時，應包括壓艙重量，但不扣減浮力(t/m^2)

$$W = \gamma_1 t_1 + \gamma_2 t_2$$

γ_1 ：混凝土單位體積重量(t/m^3)

γ_2 ：壓艙物之單位體積重量(t/m^3)

t_1 ：底版厚度(m)

t_2 ：壓艙物之填入高度(m)

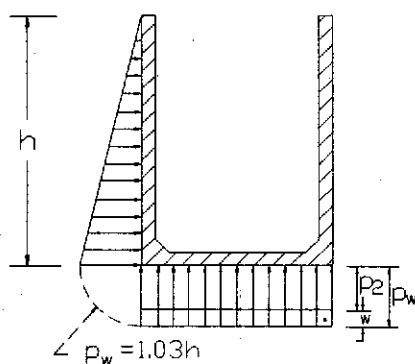


圖 4-4-4 作用於底版之水壓

(b) 安放後

當沉箱安放後，為便於往後施工，大都未立即完成上部胸牆之打設，均只打設至某一高程，雖然由於堤體仍未完成，底版所承受由下往上之作用力不會大於完成時之狀態，但當沉箱堤體很大又為低潮位時，由於底面反力之減小卻往往造成由上往下之合成荷重大於完成時之由下往上之合成荷重，因此在設計時，不可不加以考慮。安放後所應考慮之狀況，分為高潮位及低潮位時，同時在各種潮位狀況下，亦應再分為波峰及波谷作用時分別討論，如此才可得到一完整之解析結果。

(c) 完成後

當堤體完成後，沉箱開始要長期面對各種狀況波浪之考驗，因此作用於底版之外力，主要均係波壓之作用所產生，所以波壓之作用除與施工時同樣地要分為高潮位、低潮位、波峰時、波谷時外，更應考慮地震時之動水壓影響。

各種狀況作用時之底面反力分佈，大致如圖 4-4-5 所示般，只是當波谷作用時，底面反力恰與波峰作用時分佈相反，所以特別是在潮差很大之處，低潮位之影響更不能忽略。

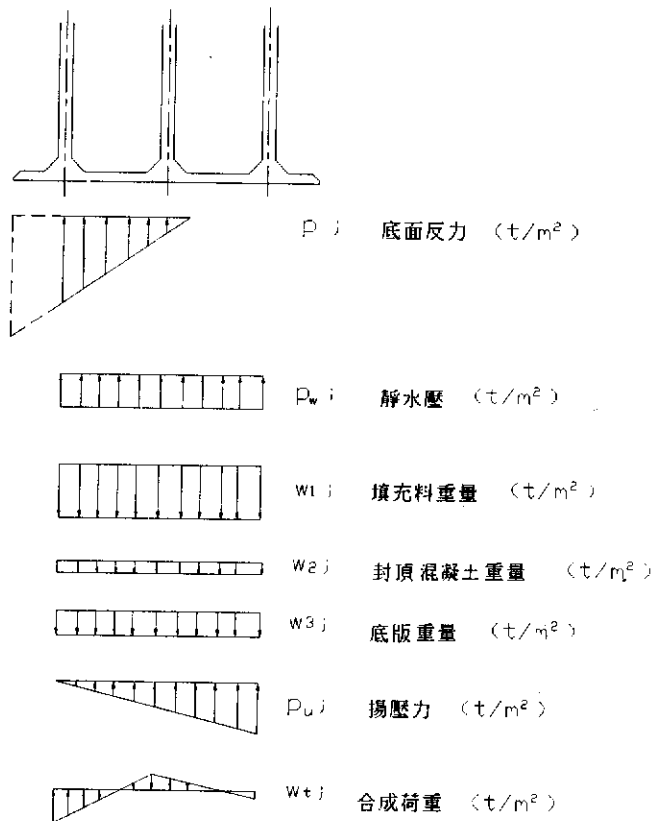


圖 4-4-5 作用於底版之設計荷重

(2) 設計荷重之計算

由側牆、隔牆所固定之底版部在設計時，須考慮底面反力、靜水壓力、揚壓力、填充料重量、封頂混凝土重量、底版重量以及載荷重。此外，由於這些合成荷重，通常都呈現不規則之形狀，因此設計時，可將此分佈換算成適當的均佈荷重與三角形荷重來計算。

(a) 底面反力

作用於堤體之底面反力可以式(3-4-3)(3-4-4)計算。

(b) 垂直荷重

防波堤之垂直荷重為封頂混凝土重量與填充砂重量及底版重量之和，防波堤之垂直荷重計算式如下：

$$W = \gamma_1 t_1 + \gamma_2 t_2 + \gamma_3 t_3 + \gamma_4 t_4 \dots \dots (4-4-5)$$

式中：

γ_1 ：沈箱混凝土之單位體積重量(t/m^3)，以 $2.45t/m^3$ 計算。

t_1 ：底版厚度(m)

γ_2 ：封頂混凝土之單位體積重量(t/m^3)，無筋混凝土為 $2.3t/m^3$ ，鋼筋混凝土 $2.45t/m^3$ 。

t_2 ：封頂混凝土厚度(m)

γ_3 ：壓艙物之單位體積重量(t/m^3)

t_3 ：壓艙物厚度(m)

γ_4 ：填充料之單位體積重量(t/m^3)

t_4 ：填充料之厚度(m)

(c) 靜水壓

靜水壓指設計潮位時作用於沉箱底面之靜水壓。

(d) 揚壓力

當波力作用於堤體或壁體時，須考慮揚壓力。

(3) 換算設計荷重

將前述各種狀況作用於沉箱底面之合成荷重，加以求出後，選擇出對每一隔間作用最大之荷重即為其設計荷重，但因設計荷重並不一定呈等分佈或三角形分佈，因此須再加以整理換算，在此將整理方法歸納如下：

(a) 若合成荷重為梯形分佈時：

無論係由上往下，亦或由下往上作用之荷重，均換算成三角形荷重與等分佈荷重之和。

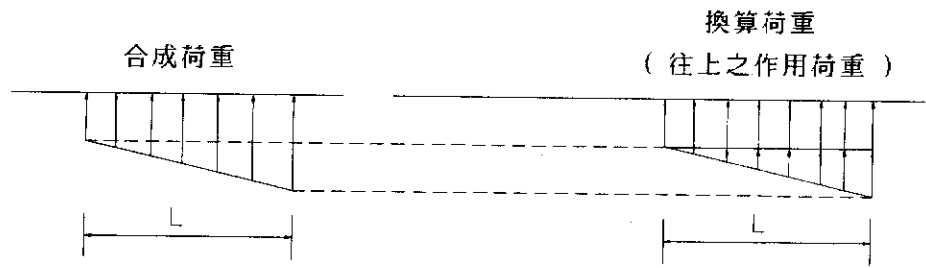


圖 4-4-6 合成荷重為梯形分佈時

(b) 荷重在同一隔間內有變化時：

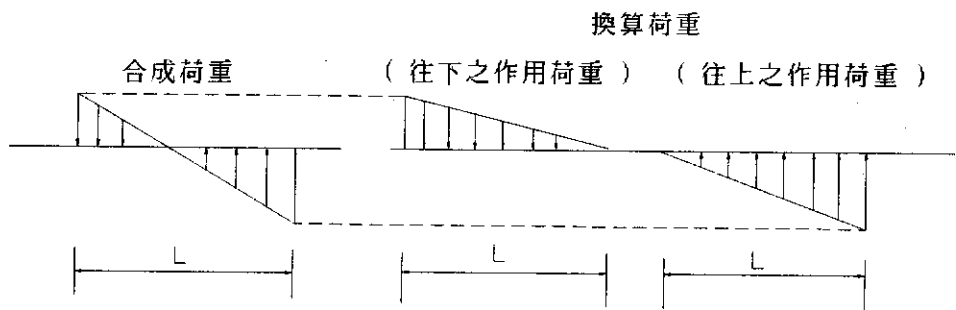


圖 4-4-7 荷重在同一隔間內有變化時

(c) 荷重為任意形狀時：

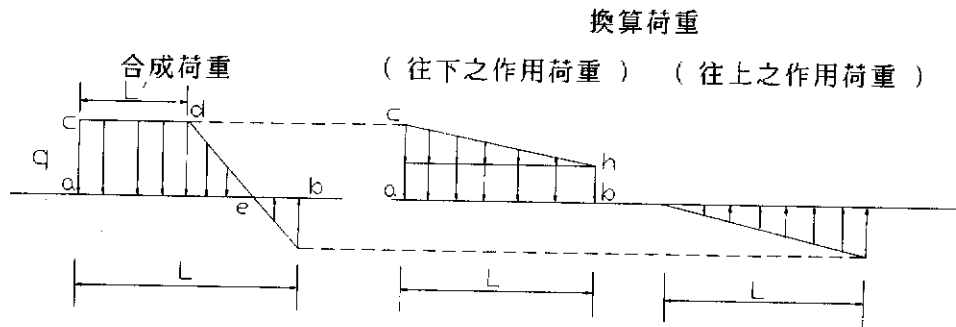


圖 4-4-8 荷重為任意形狀時

以上之荷重換算方法，雖有些部份會較實際情形為大，但因係屬安全側，故不致產生危險，但若換算荷重較實際情況大出太多，則將產生不經濟之情況。

(4) 彎矩以及所需鋼筋量之計算

底版所承受彎矩之計算，在側牆與隔牆所包圍之部份，係採用四邊固定版加以計算，而基腳則視為懸臂樑來計算。底版之計算，係將其劃分成 5x5 之格子，並求出作用於各點之彎矩。在以往，為節省設計人力以及施工方便起見，均將底版配筋之港內側與港外側作成對稱，但相對的難免就會產生不經濟，因此應採不對稱設計之方法，由港外側往港內側對每一隔間底版分別加以檢討配筋。彎矩之計算，可用彈性板理論進行解析，但由於各版之邊長比並不相同，為避免影響計算時間，採用四邊固定版的彎矩係數來計算，邊長比 λ 之計算為由側牆、隔牆之中心距離來計算，所以由設計荷重之形狀及邊長比，利用數值係數表求出彎矩係數 X 、 Y 再利用下式計算彎矩。

$$\lambda \leq 1 \quad \lambda = \frac{L_x}{L_y}$$

$$M_x = X \cdot q \cdot L_x^2$$

$$M_y = Y \cdot q \cdot L_x^2$$

$$\lambda > 1$$

$$M_x = X \cdot q \cdot L_y^2$$

$$M_y = Y \cdot q \cdot L_y^2$$

M_x, M_y : 所求之 x 方向， y 方向彎矩 (t.m/m)。

X, Y : 所求點之 x 方向， y 方向之彎矩係數。

L_x, L_y : x 方向， y 方向之長度 (m)。

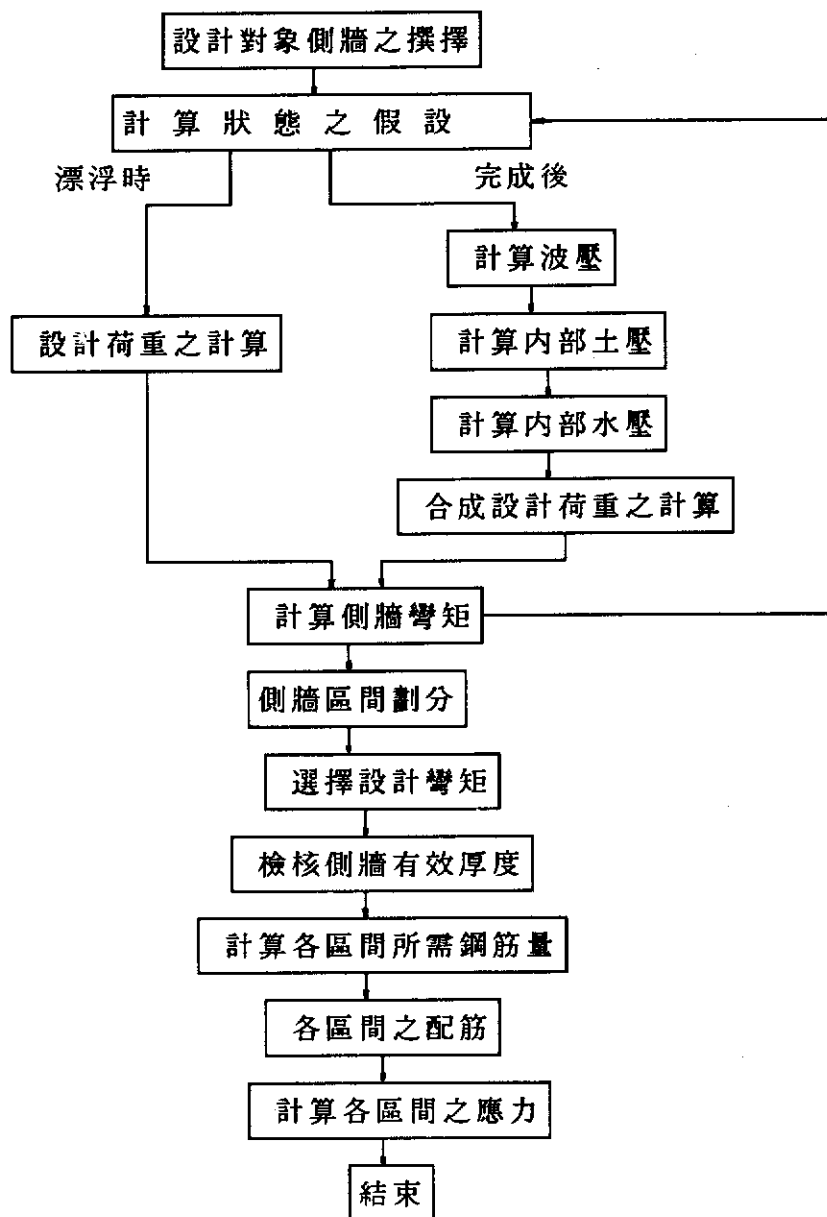
q : 等分佈荷重時為荷重強度，三角形分佈荷重時為最大荷重強度 (t/m)。

主鋼筋保護層厚度，以外側 7cm 以上，內側 5cm 以上為原則。

2.側牆之設計

沉箱之側牆，由於承受力之不同，因此須分為法線平行方向側牆與法線直角方向側牆分別加以檢討，防波堤之場合由於法線平行方向側牆海側另外須承受波力之作用，因此亦須分開檢討。同時，法線平行方向海側側牆及港側側牆，由於底版採非對稱配筋，因此，由底版延伸至側壁之鋼筋亦不同，所以繪圖時須分別繪出。

側牆之設計流程如下：



(1) 設計外力

作用於側牆之外力檢討與底版相同，須依各種不同情況分別檢討，而以對其作用最大者作為設計荷重。

(a) 漂浮時

漂浮時作用於沉箱側牆之外力，係以考慮沉箱之吃水加上1公尺之餘裕水深所產生之靜水壓當作外力，為一三角形分佈荷重。但為計算方便起見，通常將此靜水壓之作用範圍，考慮為由底版中心緣起一直延伸到沉箱頂部為止(如圖4-4-9)。

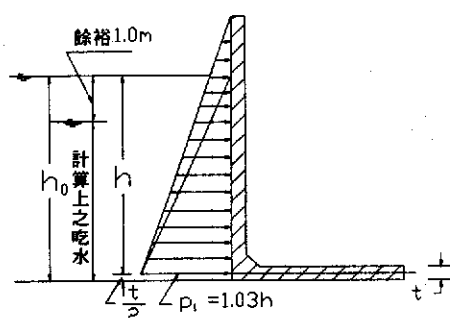


圖 4-4-9 作用於外牆之水壓

$$P = 1.03 h$$

$$= 1.03 (D + 1.0 - t/2) \dots \dots \dots (4-4-6)$$

D : 吃水

t : 底版厚度

(b) 安放後

作用於沉箱外牆之外力應考慮內部土壓及內部水壓，此外，防波堤之沉箱，由於海側側牆有承受很大波力之例子，為安全起見，海側側牆須考慮波力之作用，其設計荷重為由作用於外側之波力減去內部作用之土壓。

(i) 內部土壓

(甲)土壓係數(K)以0.6計算，但如以型塊、混凝土內填時，則不考慮土壓。

(乙)靜止土壓之作用範圍為至與內隔間間隔 b 相同之距離為止，直線增加，以後不再增加，如圖4-4-10。

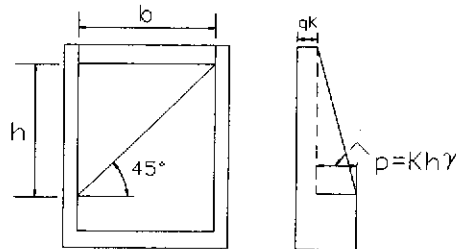


圖4-4-10 內部土壓取法

圖中：

q ：上加載重(t/m^2)

γ ：內填料之水中單位體積重量。一般 $\gamma = 1.0 t/m^3$

K ：內部土壓係數， $k=0.6$

b ：內隔間間距(m)

(丙)若沉箱上有堅固之場鑄混凝土，對沉箱內部載重無影響時，則可不考慮為上加載重。

(ii)內部水壓

由於波谷來臨時之內部水壓較大，因此須依狀況考慮。通常係以L.W.L以下 $H_d/2$ 處為準。

(iii)內部荷重之換算

內部荷重可換算成下端底部荷重強度相同面積相等之梯形荷重後，再分成等分佈荷重及三角形分佈荷重，分別作用後再相加而成如圖4-4-11。

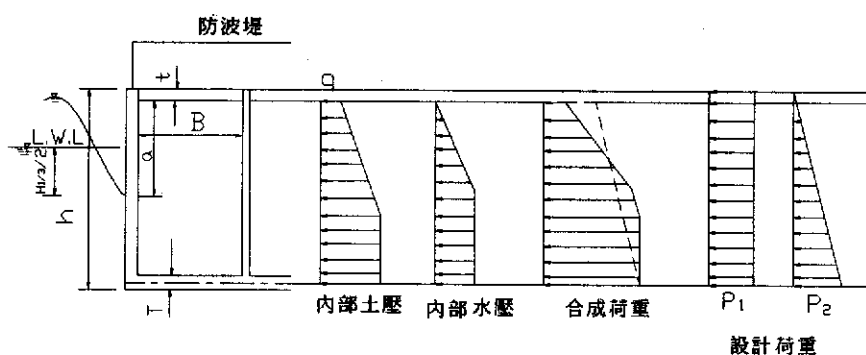


圖4-4-11 內部荷重之換算

(iv) 波力

考慮波力時，設計荷重如圖4-4-12所示般，將波壓減去內部土壓之合成荷重換算成上端荷重強度相同，面積相等之梯形荷重後，再分成等分佈及三角形分佈荷重使其作用。

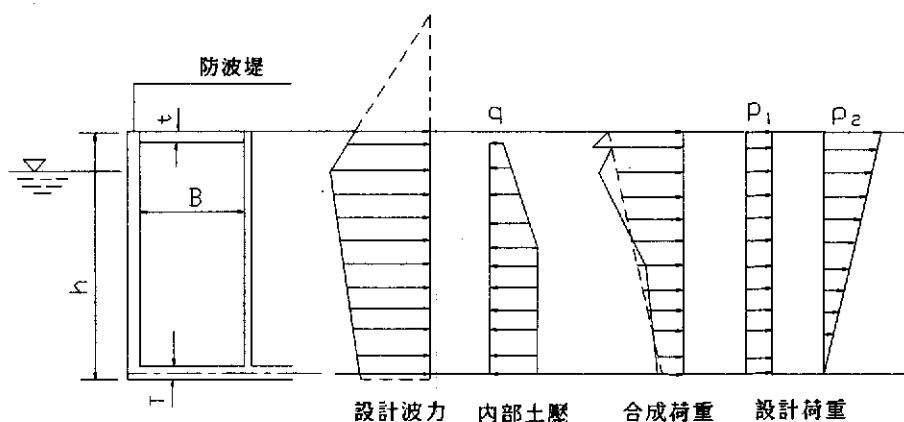


圖4-4-12 設計荷重之換算

(2) 彎矩以及所需鋼筋量之計算

(a) 側牆彎矩之計算，原則上採三邊固定，一邊自由之版來計算，唯對受波壓作用之側牆，則採用四邊固定與三邊固定，一邊自

由之版，二者分別計算，而後再加以比較選擇較大者。

(b)邊長比1:5 以上之外牆，可依1:5 版來設計。

(c)計算所採用之跨度為中心間距。

(d)主鋼筋保護層厚度，以外側大於7cm，內側大於5cm 為原則。

版之計算，係將其劃分成 5x7 之格子，並利用三邊固定一邊自由之版及四邊固定版的彎矩係數表，求出作用於各格子點之彎矩其求法與底版相同。

(3)不平衡彎矩之修正

由於法線平行方向與法線直角方向之接合固定處，當二側牆之邊長比不同時，會有不平衡之彎矩產生，此時修正方法如下：

$$\text{勁度比 } k_1 = 1/L_x$$

$$k_2 = 1/L_y$$

$$\text{分配率 } \alpha = K_1/(k_1+k_2) \quad (\text{法線直角方向分配率})$$

$$\beta = k_2/(k_1+k_2) \quad (\text{法線平行方向分配率})$$

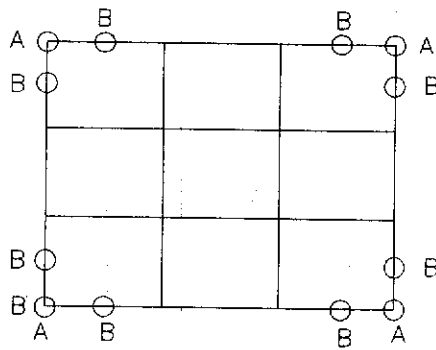
如果法線平行方向版端部彎矩 M_1 大於法線直角方向版端部彎矩 M_2 ，則不平衡彎矩 $\Delta M = M_1 - M_2$ ，修正後之版端彎矩：

$$\text{法線平行方向版端部彎矩 } M = M_1 - \Delta M \beta$$

$$\text{法線直角方向版端部彎矩 } M = M_2 + \Delta M \alpha$$

版中央之彎矩隨著此修正亦會改變，此時若 $M_2 > M_1$ ， M_2 所產生之 Span 中央點增加之彎矩為 $\Delta M \cdot \beta / 2$ 。而 M_1 將會減少，但考慮安全側將以修正前之值為準。(圖4-4-13)

側牆與底版間雖也產生不平衡彎矩，但其分配方法尚有疑問，可不加以分配，仍按原值計算。



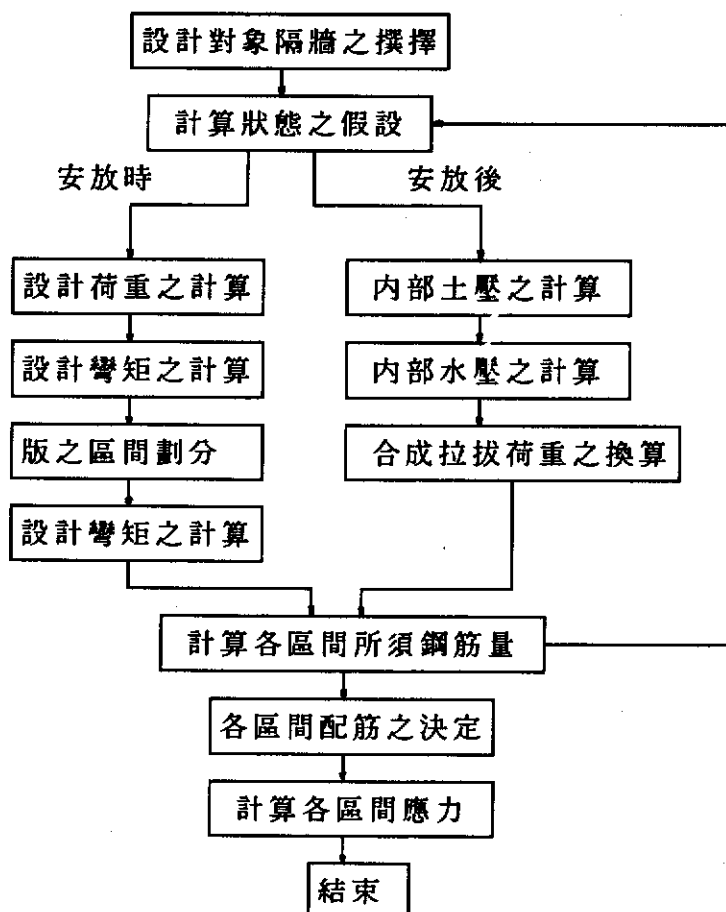
A 點以版之勁度比率分配

B 點為以 A 點修正量之 50% 修正

圖 4-4-13 不平衡彎矩之分配

3. 隔牆之設計

隔牆之設計流程如下：



(1)設計外力

(a)沈箱安放時

通常沈箱之安放，是將沈箱拖航至定位後，注水入隔間使其下沉，而在注水時，隔室間之水位差即為一重要問題，通常如隔牆之厚度為20cm且採用單鋼筋，則1公尺之水位差為其限度，所以不管注水採用何種方式，只要能保持1m以下之水位差即可，因此本設計亦以1m之水位差當作作用於隔牆之外力。如

圖 4-4-14

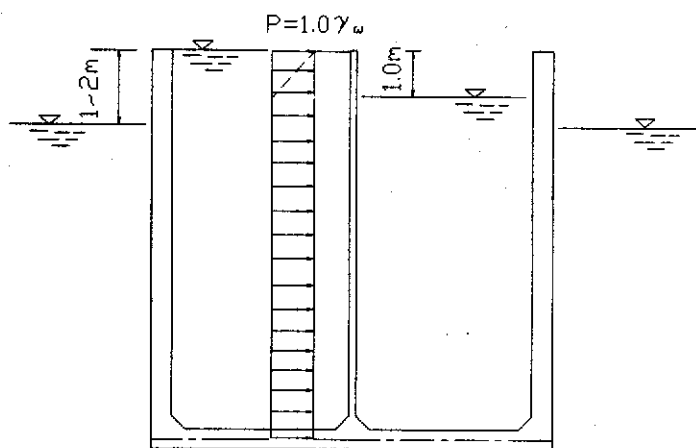


圖 4-4-14 隔室間之水位差

(b)安放後

(i)為防止側牆與隔牆之脫離，應考慮作用於側牆之內部土壓與內部水壓作用於隔牆與側牆之接合部。為防止隔牆與側牆之脫離所應考慮之荷重如圖4-4-15所示。係採用側牆設計時所求得之合成荷重，將其依隔牆之分擔範圍變換成作用於隔牆之荷重，並以最大作用荷重作為作用於隔牆全長之設計荷重。

(ii)為防止底版與隔牆之脫離，所應考慮之荷重為作用於底版

Figure 10 consists of three diagrams labeled (a), (b), and (c).
 Diagram (a) is a plan view of a retaining wall of width a . It shows two 45-degree failure wedges on either side of the wall, with a surcharge q applied to the ground surface.
 Diagram (b) is a triangular load distribution diagram. The peak load is labeled P_1 . The text "合成荷重" (Synthetic load) is written vertically next to it.
 Diagram (c) is a rectangular load distribution diagram. The height of the rectangle is labeled $1/2$. The resultant load is labeled $P = P_1 \times \alpha$. The text "設計荷重" (Design load) is written vertically next to it.
 Below the diagrams are two labels:
 - For (b): "單位寬度之 內部土壓 + 內部水壓" (Internal soil pressure + internal water pressure per unit width)
 - For (c): "每 a 公尺之 內部土壓 + 內部水壓" (Internal soil pressure + internal water pressure per a meters)

~ 143 ~

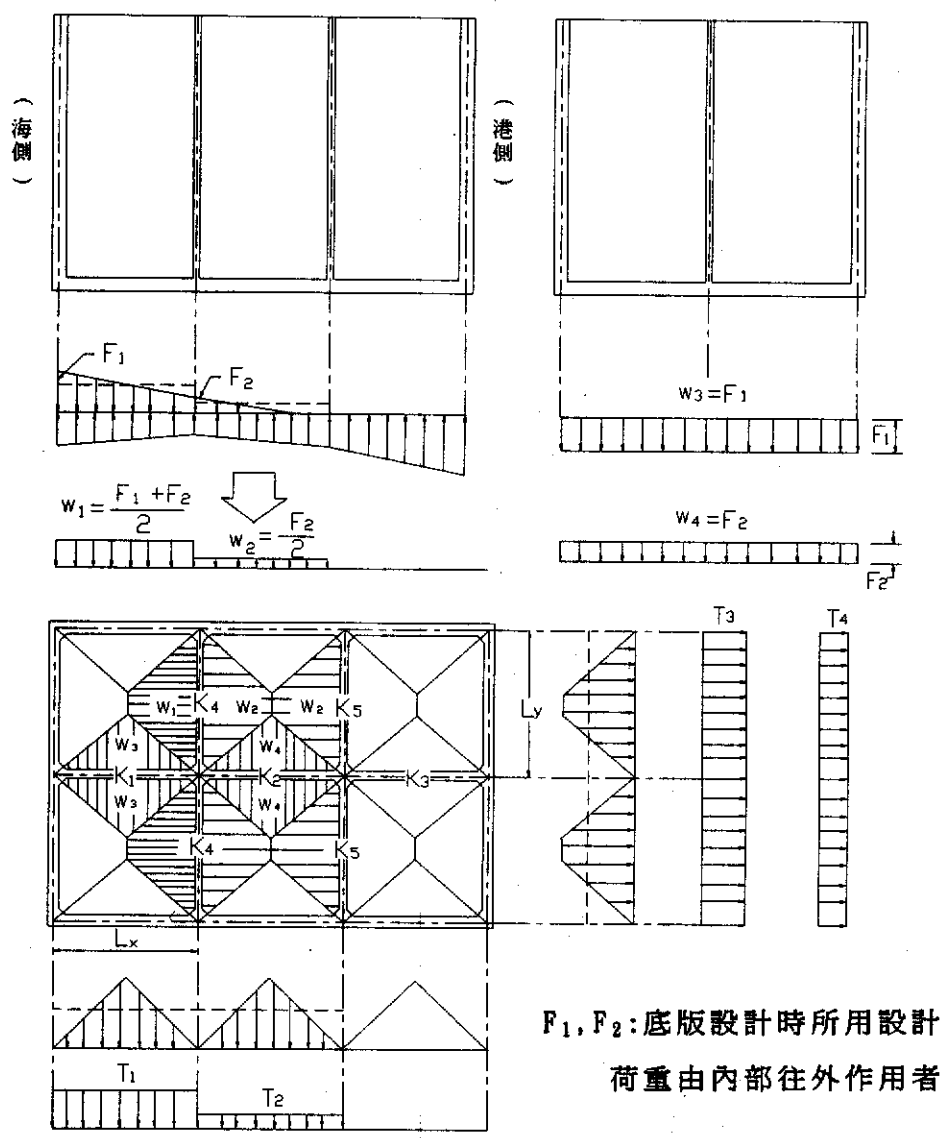


圖4-4-16 防止底版由隔牆脫離檢討之設計荷重

$$T_1: \frac{2}{3} W_3 L_x$$

$$T_2: \frac{2}{3} W_4 L_x$$

$$T_3: \frac{W_1 L_x}{2} \left(1 - \frac{1}{3} \frac{L_x^2}{L_y^2} \right) + \frac{W_2 L_x}{2} \left(1 - \frac{1}{3} \frac{L_x^2}{L_y^2} \right)$$

$$T_4: \frac{W_2 L_x}{2} \left(1 - \frac{1}{3} \frac{L_x^2}{L_y^2} \right)$$

式中：

L_x : 底版法線直角方向長度

L_y : 底版法線平行方向長度

T_1-4 : 作用於隔牆下端之拉力(單位公尺)

W_1-4 : 作用於底版之設計換算荷重

安放時之水位差所生之荷重，係將隔牆當作三邊固定，一邊自由之版來計算，而安放後對隔牆作用之張力計算則依前述之設計荷重計算。

(c) 不均勻地盤承载力或不均勻內填重量之檢討：

沉箱因不均勻地盤承载力，或不均勻內填重量所承受不均勻荷重作用時，視沉箱為一跨度等於其長度 $1/3$ 之懸臂樑考慮之。

(2) 彎矩及所需鋼筋量計算

(a) 沉箱安放時，以三邊固定一邊自由版計算彎矩。

(b) 沉箱安放後，應對外牆以及底版由隔牆脫離來檢討。

(c) 計算所採用之間距為中心距離。

(d) 主鋼筋之保護層厚，原則上須大於5cm。

4. 基腳之設計

- (1) 作用於基腳之設計荷重如圖4-4-17所示。
- (2) 作用於基腳部之底面反力，係以作用於沉箱底面反力公式所求出作用於其上者。
- (3) 基腳重量以考慮浮力之水中重量計算。
- (4) 作用於基腳上之荷重，應考慮設計水位以下，有考慮浮力之防波堤等，消波塊之重量。

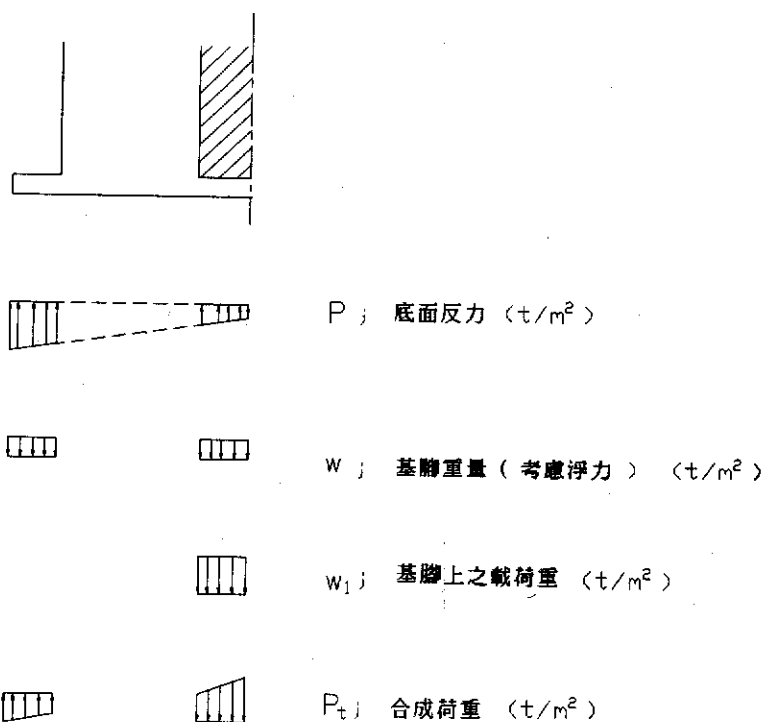


圖 4-4-17 基腳之設計荷重

第五章 防波堤與漂砂對策設施

當港灣及航道有淤積之可能時，須充分調查引起淤積之各種可能原因，了解淤積之型態，並依淤積對策所可能引起的各種影響及其經濟可行性加以考慮後，才決定適當對策。

另外，由於防波堤之建造，使得附近波浪及海流之分佈產生變化，將使部份地區發生侵蝕現象，應預作對策。

1. 淤積之原因

漂砂、飛砂以及河川流下之土砂等，侵入航道、泊地等港灣水域而沉澱、堆積、減少水深，妨害港灣功能之現象稱為淤積，但是航道中如航道之邊坡破壞等，雖在航道中無實際之土量增減，亦為產生淤積之地區。

淤積主要為以下之原因所產生：

- (1) 漂砂之侵入、堆積(主要為波浪所產生，亦有因流所生)
- (2) 河川流下土砂之沉澱、堆積
- (3) 飛砂之飛入、堆積
- (4) 該地區內土砂移動，堆積場所之變化
- (5) 港內擾亂所致土砂移動，航道之邊坡破壞等

2. 淤積之型態

在防波堤等所包圍水域之淤積型態，隨淤積土砂之發生原因，土砂侵入之經過與型態，以及土砂堆積之型態等，可分成如圖5-1般。就每一種型態，其淤積對策之考量各有不同。同時對於港外航道與非遮蔽水域之淤積，亦有以下所述之各種型態例。亦即：

- (1) 波浪為主要外力之砂質地層，在挖掘深度較淺小之航道上如圖5-2(a)般，航道之淤積隨鄰近地區之沖刷而引起較多。
- (2) 底質為浮泥質之海底，航道之挖掘深度較淺之航路如圖5-2(b)般，淤積為較均等之情形較多。

(3) 與周圍海底相比，在挖掘很深的航路如圖5-2(c)所示般，航道底部之淤積較大。

(4) 通常將自然砂洲加以清除所挖掘之航道，會有自然砂洲復元之傾向而淤積。

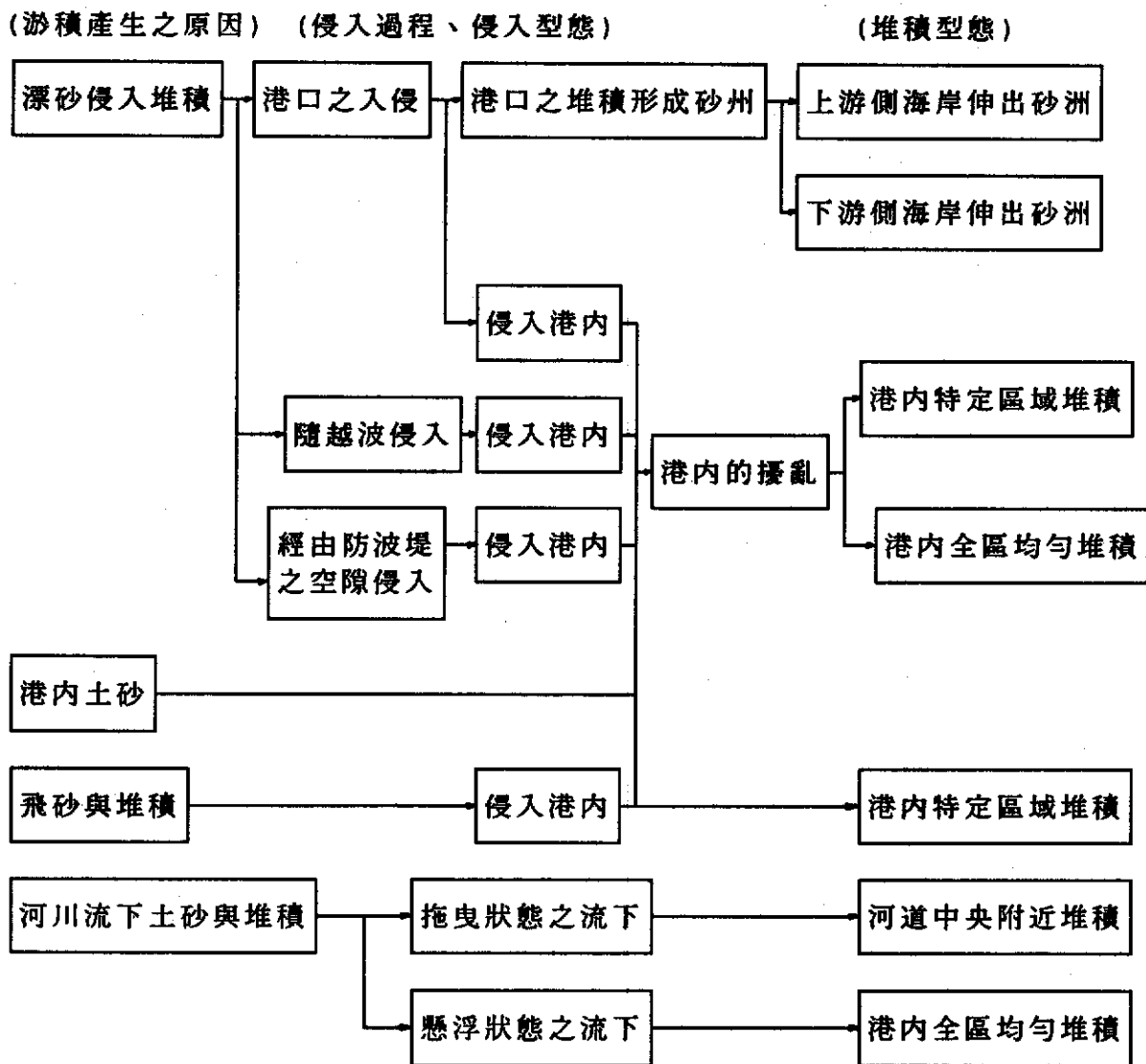
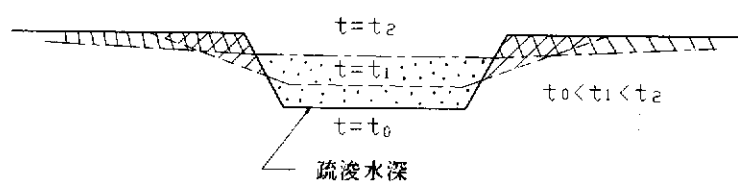
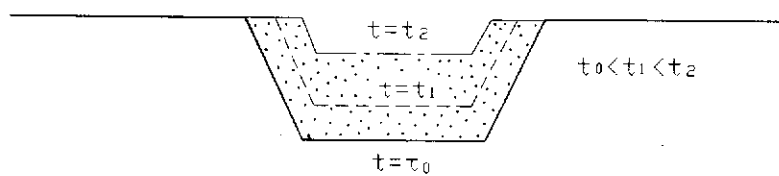


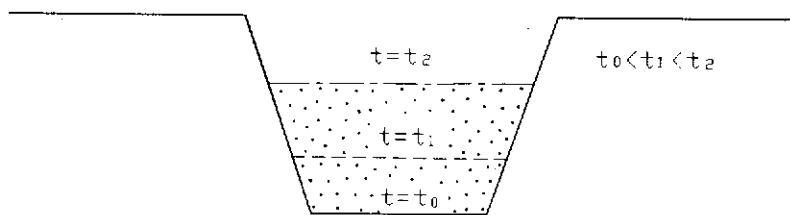
圖 5-1 港內水域淤積型態



(a)



(b)



(c)

圖 5-2 航道淤積型態

3. 淤積對策工法之種類

淤積對策工法有以下幾種：

- (1) 以防波堤等任何設施構築半永久性的防止淤積設施。
- (2) 以任何設施亦或砂阱集中浚渫，將土砂予以有效阻擋之浚渫。
- (3) 依需要將自然堆積砂予以浚渫。

第(1)項所示之結構物，通常有表5-1所示者。另外依第(2)項所示之工法設置者，除餘裕挖掘亦或在河口港上游部以砂阱集中浚渫者外，亦有迂迴排砂法。

表5-1 半永久性淤積防止對策所用之結構物

防止對象	防止方式	結構物名稱或措施
防止沿岸漂砂	防止由港口之入侵	防波堤、突堤群(導流堤)
	防止由越波之入侵	防波堤的加高
	防止透過侵入砂	防砂工
防止河川流下土砂	河川拖曳力之增加	導流堤
	防止流下土砂侵入	
	減少流下之土砂	水土保持
防止飛砂	減少飛砂	栽植,防砂林
	防止飛砂侵入	防砂柵欄

4. 淤積對策工法之選擇

在選擇淤積對策工法時，對淤積之型態以及產生原因應充分調查，並參考過去之實例而加以決定，或以動床模型試驗檢討，另外淤積對策工程對週邊環境之影響也須加以充分考慮。

5. 侵蝕之原因

由於漂砂移動使灘線後退，此種現象稱為侵蝕，此類海岸稱為侵蝕海岸，侵蝕主要為以下之原因所產生：

- (1)河川流出土砂之減少
- (2)沿岸漂砂受阻
- (3)海岸結構物導致附近海況之變化
- (4)地形上之原因
- (5)地震或地層壓密所致地層下陷

6.侵蝕對策工法之種類

- (1)海堤及護岸
- (2)丁壩
- (3)離岸堤
- (4)人工養灘

5.1 防砂堤以及防波堤之佈置

砂岸港之防波堤自然兼具防砂堤之功能，要將其功能加以分離為不可能的，在本節中除特別考量防砂功能者外，仍以防波堤稱呼。

- 1.沿岸漂砂之影響有發生可能時，應考慮漂砂之特性以及防波堤所應有之遮蔽功能，加以適當地佈置。
- 2.除了河口港，在不須考慮浚深維護之砂灘港，沿岸漂砂之上游側防波堤通常應考慮以下事項而決定：
 - (1)防砂堤由海岸伸出時應儘可能與海岸線垂直並延伸到碎波帶外。
 - (2)越過碎波帶水深後堤身轉折，使其作為防波堤以遮蔽波浪，同時利用反射波、沿堤波之作用等，使漂砂往港口相反方向擴散。(圖5-3)
- 3.為防止土砂由沿岸漂砂之下游海岸被帶入港內，在沿岸漂砂之下游側設置防砂堤時，其佈置應考慮以下之事項：
 - (1)防砂堤應設置於主波浪對上游防波堤繞射係數為1.0之等值線附近。

- (2)防砂堤應與海岸線成直角佈置並有充分之長度阻止漂砂入侵，另外，防砂堤兼具防波堤之功能時，更應考慮波浪之遮蔽效果。
- 4.除以上之外，港內之航道附近等，依狀況須在適當的位置設置防砂堤。

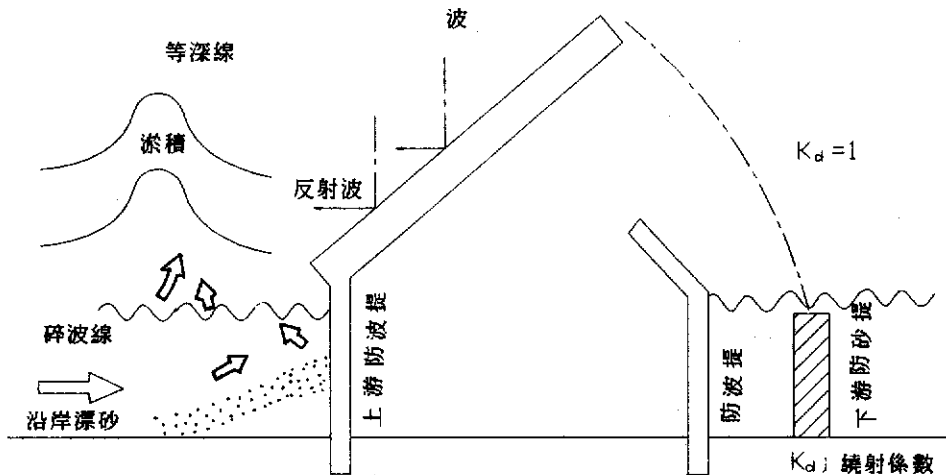


圖 5-3 防砂堤之佈置例

5.1.1 上游側防波堤之堤線形狀

上游側防波堤之堤幹部，係為阻止沿岸漂砂並使土砂能堆積於上游側，因此須與海岸線垂直並延伸到碎波線外，此部份之延長若太短且傾斜向下游側，上游之土砂阻擋能力將降低，土砂很易沿防波堤傾斜部流向港口。另外，此部份對海岸線下游側傾斜延長時，上游側海岸很易發生局部沖刷。

5.1.2 下游側防波堤之位置與施工時機

在防波堤之施工途中，若上游側防波堤彎折部還不夠長，而下游側防波堤即已施工延伸，如圖5-4(a)所示，在下游側防波堤之港內側將會有很顯著之沖刷現象。相反的，若下游側防波堤之興建太遲，則會如圖5-4(b)所示般，引起港內淤積，並引發下游側海岸之侵蝕發生，因此，上游側與下游側防波堤之延伸時機，必須多加留意，並使其保持適度的平衡。

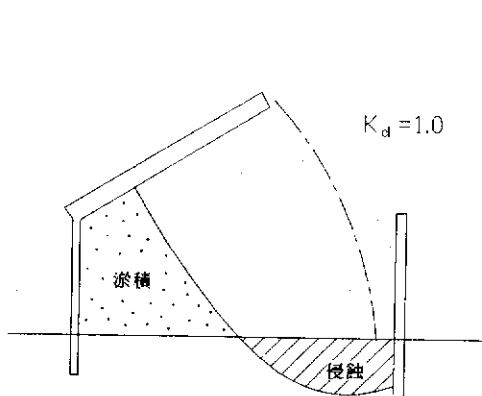


圖 5-4(a) 下游側防波堤興建
時機太早時

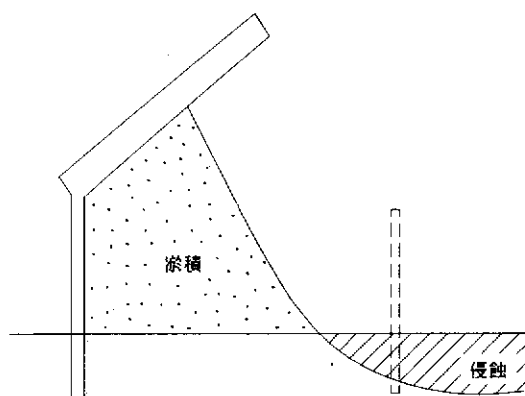


圖 5-4(b) 下游側防波堤興建
時機太遲時

5.1.3 防波堤之長度與前端水深

由於沿岸漂砂最主要為在碎波帶內發生，因此防波堤自然須延伸到碎波帶以外之處，所以在水深較淺之小港灣要完全防止漂砂將很困難。即使防波堤延伸相當長，要完全防止沿堤之流所導致轉入前端之漂砂是很困難的，因此當防波堤之下游側作為泊地或航路之時，由於須維持某程度之浚深，因此須加以預估而決定最經濟之長度。

一般上游側防波堤之前端水深，取其港之最大航道水深相同之例較多。此外亦有以補助功能而設置之防砂堤，例如圖 5-5(a) 為防止兩側砂侵入航道為目的，圖 (b) 中之 (1) 為在上游側提高防止漂砂之能力，而 (2) 為使侵入於右側天然海灘之土砂予以堆積為目的所設置之防砂堤例。

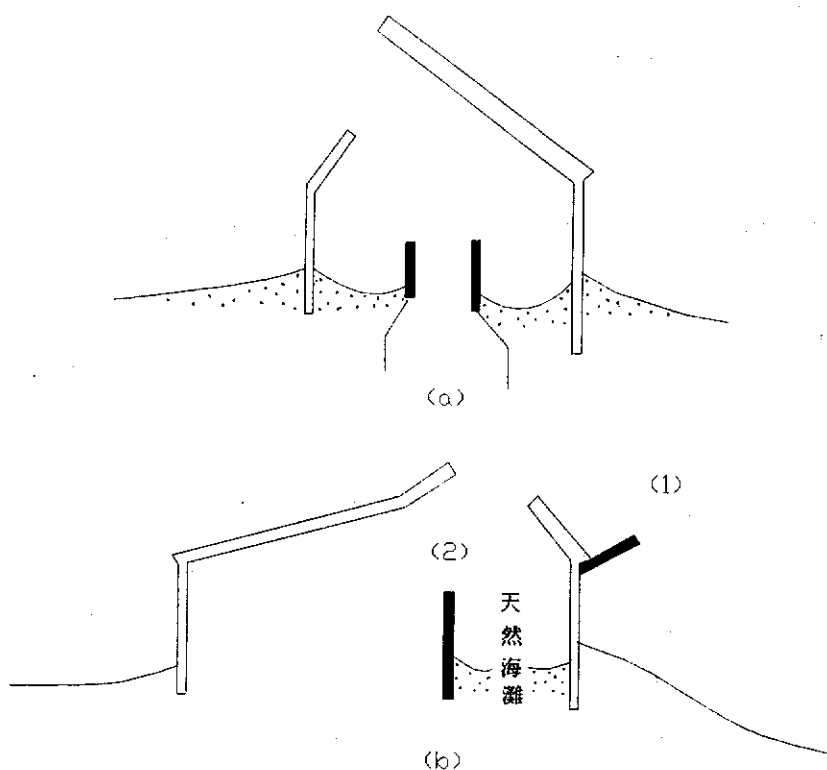


圖 5-5 輔助防波堤例

5.2 防砂堤之構造

1. 防砂堤之型式

防砂堤之型式及斷面，原則上依防波堤斷面型式之選擇為準。

防砂堤之型式，由於須具備完全將砂阻止之功能，因此原則上應為不透過之構造物，在防砂堤之堤幹部附近，以拋石或拋消波塊堤為構造時，須內填由礦渣至100~200kg之塊石，另外依需要在港內側另須設置防砂設施。但是以下之情形原則上應與消波構造物併用：

- (1) 因流導致冲刷之可能性很大時。
- (2) 因反射波而致淤積亦或帶給船舶航行障礙時。

2. 防砂堤之堤頂高程

防砂堤之堤頂高程如下：

(1) 防砂堤之堤根及其延伸段

以溯上波浪不超越之高度為準。

(2) 碎波線內之部份

以朔望平均高潮位上 $0.6H_{1/3}$ 為準，但 $H_{1/3}$ 為防砂堤前端附近之波高。

(3) 碎波線外之部份

以朔望平均高潮位，加上某種程度之餘裕高為準

雖然為防止浮游砂之侵入，原則上應不允許越波，但因構造上的限制及經濟性等亦有允許越波之情形。由於防砂堤之堤根及其延伸段附近因波浪之溯上，會使砂越過堤頂，因此堤高應有充分之高程。依狀況可進行堤頂之加高亦或堤本身往陸側延伸，在碎波線內之處，由於越波中之浮游砂濃度很高，因此以 H.W.L 上 $0.6H_{1/3}$ 之高度為準，而在碎波線外之處，由於漂砂之垂直分佈集中於海底附近，因此即使允許越波亦無影響。

但如漂砂之下游側需漂砂之供給時，其高度及長度不受此限制。

5.3 導流堤之佈置

導流堤之佈置以及長度，須調查檢討沿岸漂砂之特性，洪水時之洩水能力以及枯水時之拖曳力等，再充分考慮其構造對週邊環境之影響後決定之。

1. 河口導流堤功能之多樣化

河口導流堤具有阻止沿岸漂砂之防砂堤功能與導引河川使流路安定，增加河川之拖曳能力而維持水深之功能，同時亦有使洪水時之流量能順利流出之功能。

2. 導流堤之佈置

導流堤之佈置與沿岸漂砂之方向關係頗為重要，其中為維持河口水深，最好以延長二道平行之導流堤為佳，一道導流堤效果較小，長度不同的二道導流堤通常將漂砂下游導流堤予以延長較有效果。將漂砂上游導流堤往下彎曲，係為防止漂砂往導流堤內侵入，使漂砂能順利往下游通過。

5.4 導流堤堤頭水深

河口港之導流堤堤頭水深，須大於所需航道水深，另外導流堤之前端，原則上須延長至較惡劣天候時碎波水深為深之處。

5.5 導流堤之構造

導流堤之構造型式，原則上應為不透水性構造，但是由於導流堤之長度與突堤相比通常較長，受波浪之作用亦大，須考慮堤頭及側面之沖刷。另外，導流堤之內側亦應考慮河川流之沖刷作用。

第六章 防波堤之維修管理

防波堤會因波浪等短期或長期之作用，導致受損以及材料之劣化而使安定性及功能降低，因此必須適時地進行維修管理。

目前防波堤之維修管理，除了災害復舊外，並不經常加以注意。如果能對防波堤之受損型態進行調查，即能了解受損之發生。如果將其放置不管，可能導致防波堤災害之發生，因此定期檢查其是否有受損，以期早日尋求對策至為重要。

本基準係以沉箱式防波堤為對象予以敘述，至於本型式以外之堤，可依此方法考量。

1. 受損現象之進行

防波堤產生受損之連鎖過程可以圖6-1表示。

典型的防波堤受損現象之進行，有因波浪而導致堤基覆蓋部或拋石基礎之散亂、沉陷，引起沉箱傾斜、沉陷。堤面胸牆混凝土之破壞，導致頂高不足，消波塊或覆基方塊與沉箱碰撞使沉箱側牆受損，填充砂流出等。

有消波塊時，因波力使消波塊散亂、沉陷，再者因消波塊之移動、沉陷所致作用於沉箱之波壓變大，導致沉箱之滑動。無消波塊時，因波力之作用使拋石堤基海底地盤被沖刷，導致堤基斜坡面被破壞，隨著此破壞使拋石堤基產生受損，導致主體之沉陷及傾斜。

沉箱受波力作用產生滑動，以致法線凹凸，進而波力集中增大，造成嚴重的滑動及其他相關破壞。

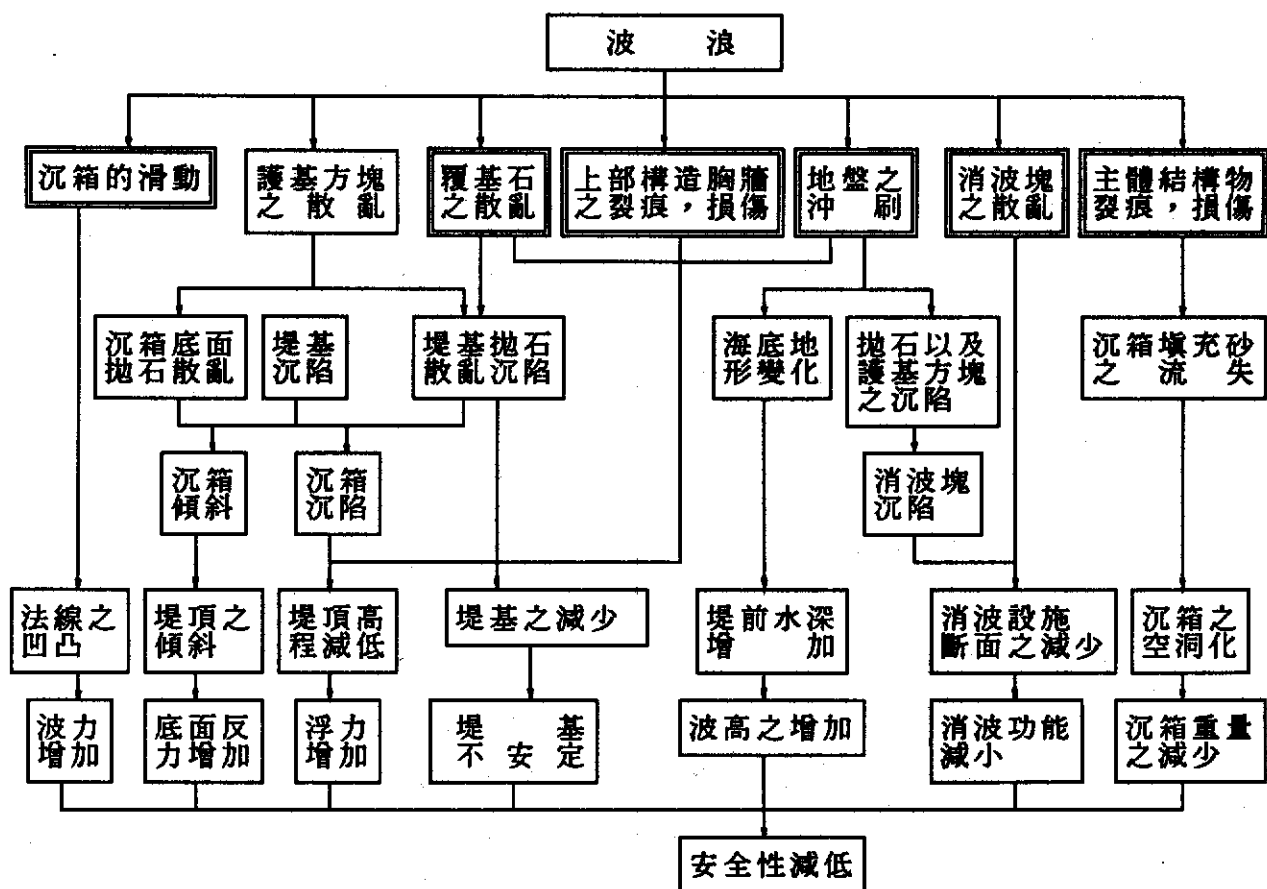


圖6-1 沉箱式防波堤主要受損連鎖

2. 檢查項目之設定

(1) 沉箱式合成堤為在海底地盤上，由堤基及堤體等不同要素之部份所構成，各種不同要素之受損相互有所關連，因此除了將此因果關係予以明確外，檢查之時機、檢查之難易等均須考慮，而選定最有效率且經濟之檢查項目。

另外由防波堤構築之目的來看，所謂沉箱式防波堤最終階段之受損，應為防波堤遮蔽功能之大幅減小，由此觀點可將最終階段之受損，以沉箱主體之受損、頂部混凝土之受損、消波塊之變形為最終階段受損，須加以確實掌握。

(2)受損檢查對象及檢查項目之例如表6-1

表 6-1 沉箱式防波堤檢查對象及檢查項目

檢 查 對 象	位 置	檢 查 項 目
上部構造之裂縫、剝離、損傷	上部構造	裂縫深度(長度)鋼筋有無露出
沉箱之滑動、傾覆、沉陷		移動、沉陷、傾斜
沉箱之裂縫、剝離、損傷	沉箱主體	裂縫深度(長度)鋼筋有無露出
拋石基礎之沉陷	護基方塊	沉陷、移動
	覆 蓋 石	同 上
	拋石基礎	同 上
消波塊之沉下散亂	消 波 塊	同 上
海底地盤之沖刷	拋石基礎斜坡前	沖 刷

3.檢查方法及限制

(1)由於防波堤之受損大都發生在水中，因此在選定檢查方法時，須注意以下之事：

- (a)可精確測定受損之情形。
- (b)採用一般簡單之量測儀器即可完成之方法。
- (c)良好之作業性及安全性。

(2)由於受損檢查為以海上作業為主，同時海面下之調查佔大部分，因此所受之限制大致如下：

- (a)由於使用潛水夫及船舶較多，所以氣象及海象條件應良好。
- (b)由於現場潮流及混濁之影響，將使潛水夫之作業困難。
- (c)測點亦或變位量測定之基準點之確認等，隨潛水夫將會產生人為差異，故資料之統一性取得較難。

4.評估之考量

防波堤之受損如圖6-1所示般，由於堤基之受損或波力之增大，將使堤體之安定性減低，此即需以安定性之觀點加以評估，另外堤體或

消波設施之沉陷顯著時，由於傳遞波將變大，即需由港內靜穩度之觀點加以評估。

一般容許受損極限可由結構物之安全觀點及以維修之經濟性觀點來評估，但隨海域之特性，各受損之發生平均年數之資料根本無法得到，同時在防波堤之受損發生時，如何計算安全率之減低甚為困難，因此以下依據構造之安全性，以受損之進行速度作為判斷基準，將評估標準訂為四級。(如表6-2)

A為持續性之受損

B為非持續性之受損

C為僅外觀上或美觀上之觀點所生問題之受損

D為無受損者

表 6-2 受損之評估

評估區分		受 損 之 範 圍	受損程度、進行速度	補 修 方 針
A	AA	包含設施之主要部份，大部份產生大的受損。	結構物之大部份破壞，缺乏安定性設施功能顯著下降。	立即全面復舊。
	A1	設施之主要部份發生廣範圍之受損。	堤體之安定性減低如果再有微略受損將產生破壞。	立即進行防止受損發生對策，並補修受損範圍
	A2	設施之主要部份發生部份異狀。	堤本身之安定性減小，隨著受損之進行，可能使受損規模擴大。	防止受損措施，並於適當時期予以完全補修。
	A3	設施之主要部份及其他部份有輕微受損發生。	現狀對堤之安全無影響，但隨受損之進行將危及安全。	受損防止措施並監視其後之情形。
B	B1	設施之主要部份有微小之受損。	堤本身之安定無影響，但對設施之功能有所損害。受損不再進行。	使其不對功能產生障礙，並強化監視。
	B2		堤本身之安定及功能均無損害，同時受損亦不再進行。	強化監視，依情況進行外觀修補。
C	C1	設施之主要部份以外有輕微之異狀。	異形輕微雖不再受損，但外觀上受損顯著。	進行外觀補修並於各次檢查時進行重點檢查。
	C2		異狀輕微，亦無再受損之可能，外觀上亦無問題。	定期檢查時，重點檢查
D		無異狀。	無異狀。	

6. 對策

- (1) 檢查指標超過容許界限时，補修對策之選擇，須考量各部位之受損與維持防波堤整體功能之前題下，考量補修效果、經濟性、施工性加以綜合評估而作選擇。
- (2) 對堤體之受損而言，可考慮增加抵抗力之工法，減少波壓之工法，以及這二種之組合法。
- (3) 覆面石塊、護基方塊之受損補修，由於回復原狀可防止新的受損，因此應為最合理及有效者。
- (4) 消波塊之受損原則上亦以回復原狀為主，但隨情況亦可如前，增加堤體之抵抗工法考量之。
- (5) 主體、上部構造等之裂縫、剝離、破損可採用注入法加以補修。

專有名詞中英文對照

有義波 示性波 (significant wave)	示性波
堤頂高 天端高 (cope level, crown height)	堤頂高
堤面 上部工 (coping, capping)	堤面
方塊 型塊 (block)	消波塊
中空型塊 (celluar concrete block)	空心方塊
合成堤 混成堤 (composite breakwater)	合成堤
拋石部 斜坡堆石部 (mound)	堤基
堤肩 (slope top)	堤肩寬度
斜坡堤 傾斜堤 (rubble mound breakwater)	斜坡堤
消波塊覆蓋堤 (wave-breaker block covering breakwater)	消波塊覆蓋堤
揚壓力 (uplift)	揚壓力
換算深水波 (equivalent deepwater wave height)	相當深水波
覆蓋石 (armor stone)	覆蓋石
消波工 (wave breaking works)	消波設施
副振動 (secondary undulation)	副振動
頂蓋混凝土 (coping concrete, concrete cap)	封頂混凝土
隔壁 (partition wall)	隔牆
外壁 側牆 (sidewall)	側牆
基腳 底腳 (footing)	基腳
漂沙 漂砂 (littoral drift)	漂砂
消波部	消波部份
浮游 漂浮 (floating)	漂浮
地層 地盤	地盤
遊水室 消波室	消波室
透過壁 透水牆 多孔牆	透水牆
排沙溝 迂迴排沙法 (sand by pass)	迂迴排沙法

參考文獻

- ・合田良實，"淺海における波浪の碎波變形"，港研報告，Vol.14，No.3，(1975)，pp.59～106
- ・合田良實，"碎波指標の整理について"，土木學會論文報告集，第180號，(1970)，pp.39～49
- ・A.J.Bowen，D.I.Inman and V.P. Simmons，"Wave set-down and set-up"，Jour. Geoph. Res.，Vol.73.(1968)，p.2569～2576
- ・合田良實，"防波堤の設計波壓に關する研究"，港研報告，Vol.12，No.3，(1973)，pp.31～69
- ・谷本勝利，"混成防波堤に働く波力について"，1976年港灣技術研究所講演會講演集，(1976)，pp.1～26
- ・谷本勝利，本 浩司，石塚修次，"防波堤の設計波力算定式についての検討"，第23回海岸工學講演會論文集，(1976)，pp.11～16
- ・G. Sainflou，"Essai sur les diques maritimes verticales"，Annales des Ponts et Chaussées，Vol.98，No.1，(1928)，pp.5～48
- ・黒田靜夫，石綿知治，"防災工學"，山海堂，(1960)，276p.
- ・I.Hiroi，"On a method of estimating the force of waves"，東京帝國大學工科紀要。Vol.X，No.1，(1919)，19p.
- ・伊藤喜行，藤島 睦，北谷高雄，"防波堤の安定性に關する研究"，港研報告，Vol.5，No.14，(1966)，134p.
- ・湯麟武、歐善惠、黃正欣，"堤面上不規則波波壓及其機率分佈模式之研究"，國立成功大學台南水工試驗所，1990.
- ・谷本勝利，高橋重雄，北谷高雄，"混成防波堤のマウンド形狀による衝擊碎波力の發生と對策について"，港研報告，Vol.20，No.2，(1981)，pp.3～39
- ・合田良實，"防波堤に働く波壓の新しい計算法"，昭和49年度港灣技術研究所講演會講演集，(1974)，pp.47～72

- ・ 谷本勝利，本 浩司，石塚修次，"防波堤の設計波力算定式についての検討"，第23回海岸工学講演會論文集，(1976)，pp.11～16
- ・ 谷本勝利，小島朗史，"傾斜堤上部工およびブロック式混成堤に働く波"，港研資料，No.450，(1983)，32p.
- ・ 森平倫生，柿崎秀作，菊谷 徹，"異形ブロックの波力減殺効果に関する研究"，港研報告，Vol.6，No.4，(1967)，pp.3～31
- ・ 伊藤喜行，谷本勝利，"混成防波堤の蛇行災害"，港研資料，No.112，(1971)
- ・ 谷本勝利等，"曲面スリットケ-ソンの水理特性に関する實驗的研究"，港研報告，Vol.19，No.4，(1980)，pp.3～53
- ・ 谷本勝利等，"直立消波ケ-ソンの上床版に働く揚壓力"，港研報告，Vol.19，No.1，(1980)，pp.3～31
- ・ Y.Ouellet，"Consideration of factors in breakwater model tests"，Proc.13th conf.on coastal Eng.(1972)，pp1809～1825
- ・ R.Y. Hudson，"Laboratory investigation of rubble-mound breakwater"，Proc. ASCE， Vol. 85， W.W.3， (1959)， pp.93～121
- ・ A.Brebner， D.Donnelly，"Laboratory study of rubble foundations for vertical breakwaters"，Proc.8th Conf.Coastal Eng， New Mexico City， (1962)， pp.3～42
- ・ 谷本勝利，柳生忠彦，村永 努，柴田鋼三，合田良實，"不規則波實驗による混成堤マウンド被覆材の安定性に関する研究"，港研報告，Vol.21，No.3.(1982)，p.3～42
- ・ Tanimoto.K.， T.Yagyu， and Y.Goda： " Irregular wave tests for composite breakwater foundations"， Proc.18th Int. Conf.Coastal Eng.， Cape Town， 1982， pp2144～2163.
- ・ 佐藤昭二，"港灣建設に関連した砂源の研究"，港研資料，No.5，(1962)
- ・ 湯麟武，徐忠猷，黃正欣，"港灣及海域工程"，中國土木水利工程學會出

版，1989。

- ・ 合田良實，佐藤昭二，"海岸・海灣，新訂版"，わかり易い土木工學講座 17，彰國社，(1981)
- ・ U.S. Army Coastal Engineering Research Center，"Shore Protection Manual，Vol.1"，Department of the Army Corps of Engineers，(1977)
- ・ 中華民國建築技術規則
- ・ 北島昭一，蓮見 隆，柿崎秀作，"ケ-ソン標準設計についての一試案"，港研資料，No.57，(1968)
- ・ 堀井修身，本 浩司"解析法による版の曲げモーメント數値表"，港研資料，No.43，(1968)
- ・ 日本建築學會編，"建築基礎構造設計規準・同解説"，(1975)，p.112
- ・ 中瀬明男，"粘性土地盤の支持力"，港研報告，Vol.5，No.12，(1966)，pp.1～58
- ・ A.Nakase，"Contribution to the bearing capacity of soil stratum"，Rept.P.H.R.I.，No.1，(1963)，p.25
- ・ 小林他，"捨石マウンドの支持力の新しい計算法"，港研報告，Vol.26，No.2，(1987)
- ・ 高橋他，"捨石マウンドの支持力に関する実験的研究"，港研報告，Vol.24，No.3，(1985)
- ・ 片山猛雄，内田豊彦，"偏心傾斜荷重を受ける二層系地盤上の帶狀基礎の支持力"，港研資料，No.140，(1972)
- ・ 赤井浩一，"土の支持力と沈下"，山海堂，(1964)
- ・ R.F.Scott，"Principles of soil mechanics"，Addison Wesley，(1972) .p.431
- ・ 石井靖丸，"チェボタソフの土質工學(上卷)"，技報堂，(1957)
- ・ 中瀬明男，"The $\phi = 0$ analysis of stability and unconfined compress-on strength"，Soil and Foundation，Vol.7.No.2，(1967).pp.33～50

- ・石井靖丸，林　　，荒井秀夫，"振動中における乾燥砂の運動性状に関する研究(第二報)振動時における斜面の安定に関する予備実験"，運研報告，Vol.No.11，(昭和34年)
- ・運輸省港湾局，運輸省港湾技術研究所，運輸省第一港湾建設局，"新潟地震港湾被害報告"，第2部(昭和40年)，pp.202～215
- ・片山猛雄，中野拓治，蓮見　隆，山口孝市，"1968年十勝沖地震などの被災例にとる現行設計法の検討"，港研資料，No.93，(1969)
- ・土田肇，野田節男，倉田榮一，"海岸堤防の大型模型振動実験と圓形すべり安定計算"，港研報告，Vol.9，No.2(170)，pp.61～121
- ・野田節男，土田肇，倉田榮一，"海岸堤防の大型模型振動実験(第2報砂質粘土からできた堤體の場合-)"，港研報告，Vol.12，No.2，(1973)，pp.33～61
- ・A.W.Bishop."The use of the slip circle in the stability analysis of slopes"，Geotechnique. Vol.5，No.1，(1955)，pp.7～17
- ・R.V.Whitman and W.A.Bailey，"Use of computers for slope stability"，Journal of S.M.F.D.ASCE，Vol.93，No.SM-4，(1967)，pp.475～498
- ・野村健司，早藤能伸，長友文昭，"斜面安定解析におけるビショップ法とチュポタリオフ法の比較"，港研報告Vol.7，No.4，(1968)，pp.133～175
- ・中瀬明男，"斜面安定解析方法について"，第29回土木學會年次學術講演會研究討論會資料，土木學會，(1974)，pp.41～44